

L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DE LA
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M.Ing

PAR
RAMZI YARED

VALIDATION EXPÉRIMENTALE DES FORMULES DE DÉVERSOIRS
LATÉRAUX

MONTRÉAL, LE 9 MAI 2003

© droits réservés de Ramzi Yared

RESUMÉ

Le présent travail a pour objectif spécifique de comparer les modèles hydrauliques pour simuler les débits véhiculés par le déversoir latéral afin de sélectionner le modèle le plus approprié. La méthodologie préconisée est basée sur l'analyse de modèles mathématiques de différents degrés de complexité. Un montage expérimental conçu pour les besoins de la présente étude a permis de comparer l'adéquation des modèles analysés pour simuler le débit réel déversé à travers un déversoir latéral. La validation a été faite pour un modèle mécaniste découlant de l'équation fondamentale de Bernoulli et pour, des modèles semi-empirique. Il ressort de l'étude que le modèle semi-empirique de Dominguez donne des résultats comparables à ceux du modèle mécaniste et qui concordent avec les résultats expérimentaux. On recommande donc l'utilisation du modèle de Dominguez, qui est plus simple à mettre en œuvre, pour le calcul du débit déversé à travers un seuil latéral.

Yared Ramzi

VALIDATION EXPÉRIMENTALE DES FORMULES DE DÉVERSOIRS LATÉRAUX

Ramzi Yared

SOMMAIRE

Les normes environnementales sont en constante évolution. Elles deviennent de plus en plus exigeantes sous la pression du citoyen. Les municipalités doivent répondre à ce défi par la diminution de leurs rejets dans le milieu naturel. Un des moyens privilégiés pour réduire le déversement passe via une saine gestion des systèmes d'assainissement. Les municipalités doivent quantifier et qualifier leurs rejets en temps sec et en temps de pluie dans une perspective de réduction de l'impact sur l'environnement.

Le présent travail a pour objectif spécifique de comparer les modèles hydrauliques pour simuler les débits véhiculés par le déversoir latéral afin de sélectionner le modèle le plus approprié. La méthodologie préconisée est basée sur l'analyse de modèles mathématiques de différents degrés de complexité. Un montage expérimental conçu pour les besoins de la présente étude a permis de comparer l'adéquation des modèles analysés pour simuler le débit réel déversé à travers un déversoir latéral. La validation a été faite pour deux catégories de modèles :

- Un modèle mécaniste découlant de l'équation fondamentale de Bernoulli et désigné dans le mémoire par « modèle complet ».
- Des modèles semi-empirique désignés dans le mémoire par « modèle simplifié »

Le modèle mécaniste complet et le modèle simplifié de Dominguez donnent des résultats qui concordent avec les résultats expérimentaux. En revanche les résultats du modèle simplifié de Allen présentent un écart important avec les résultats expérimentaux. On recommande donc l'utilisation du modèle de Dominguez, qui est plus simple à mettre en œuvre, pour le calcul du débit déversé à travers un seuil latéral.

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier mon directeur de mémoire, le professeur Saad Bennis pour son soutien, sa disponibilité, son aide et surtout pour le savoir qu'il m'a permis d'acquérir dans le domaine de l'hydraulique et de l'hydrologie.

Je voudrai aussi remercier spécialement Monsieur Éric Crobeddu, étudiant en Doctorat, pour son assistance et son support indispensable tout le long de mon travail.

Je remercie Monsieur Fernando Avendano, ing. chargé de l'application technologique et informatique pour son aide à développer des montages de déversoirs pour mes expériences au laboratoire.

Je remercie mes collègues en maîtrise ou doctorat qui m'ont accordé leur support durant ce projet.

Finalement, je remercie ma femme Aïda et mes enfants pour leur support indispensable et inoubliable.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
SOMMAIRE	i
REMERCIEMENTS	ii
TABLE DES MATIÈRES.....	iii
LISTES DES TABLEAUX.....	vii
LISTES DES FIGURES.....	viii
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1 : CARACTÉRISATION D'UN RÉSEAU EN MILIEU URBAIN.....	3
1.1 Introduction.....	3
1.2 Types des réseaux	3
1.2.1 Réseau unitaire.....	4
1.2.2 Réseau séparatif	5
1.2.3 Réseau pseudo séparatif	6
1.3 Problématique du réseau unitaire.....	6
1.3.1 Problématique des déversoirs	6
1.3.2 Problématique des mesures.....	7
1.3.3 Problématique des instruments de mesures	7
1.4 Les problématiques des eaux d'infiltrations	8
CHAPITRE 2 : GESTION EN TEMPS RÉEL ET EN TEMPS DIFFÉRÉ D'UN RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT UNITAIRE.....	10
2.1 Introduction.....	10
2.2 Problématique	11
2.2.1 Introduction.....	11

2.2.2	Vieillissement du réseau	12
2.2.3	Accumulation des déchets	12
2.2.4	Pannes	13
2.2.5	Capacité de traitement	14
2.3	Politique de gestion en temps réel	15
2.3.1	Introduction.....	15
2.3.2	Gestion en temps réel.....	15
2.3.3	Gestion locale	16
2.3.4	Gestion globale	17
2.3.5	Assurance de la qualité de la gestion en temps réel.....	19
2.4	Politique de gestion en temps différé.....	21
2.4.1	Définition	21
2.4.2	Gestion différée à court terme	21
2.4.3	Gestion à long terme	22

CHAPITRE 3 : MODÉLISATION MATHÉMATIQUE DES OUVRAGES DE RÉGULATION.....23

3.1	Objectif d'un organe de régulation	23
3.2	Types des organes de régulation.....	24
3.2.1	Les organes de régulation statique.....	24
3.2.2	Les organes de régulation dynamiques électromécaniques	25
3.2.3	Les organes de régulation à type hydrodynamique	26
3.3	Méthodologie pour le calcul du débit et des flux de polluants dérivés par les organes de régulation.....	27
3.3.1	Objectif	27
3.3.2	Détermination de la hauteur à l'entrée de l'organe de régulation.....	28
3.4	Modèles de détermination du débit dérivé au milieu naturel.....	28
3.4.1	Modélisation mathématique de déversement au travers d'un déversoir frontal.....	29
3.4.2	Modélisation de l'écoulement à travers les vannes	32
3.4.3	Modélisation mathématique des déversoirs à seuils hauts.....	34
3.5	Modélisation du déversoir latéral	36
3.5.1	Fondement théorique	37
3.6	Modélisation simplifiée	37

3.6.1	Méthode de Dominguez.....	37
3.6.1.1	Algorithme de résolution du modèle de Dominguez	40
3.6.2	Méthode de Allen (1956)	40
3.7	Modélisation complète.....	41
3.7.1	Algorithme de résolution du modèle complet.....	45
3.8	Bilan massique.....	48
3.8.1	Introduction.....	48
3.8.2	Hydrogramme déversé à travers un organe de régulation	49
3.8.3	Débit massique déversé	49
3.8.4	Bilan massique déversé.....	50
CHAPITRE 4 : VALIDATION EN LABORATOIRE DU MODÈLE POUR LE SEUIL LATÉRAL		51
4.1	Objectif de l'essai	51
4.2	Description de l'essai.....	52
4.2.1	Le seuil latéral.....	52
4.2.2	Le banc d'essai.....	53
4.2.3	L'instrumentation.....	55
4.2.3.1	Capteur ultrasonore aérien en collecteur circulaire pour la mesure des hauteurs d'eau	57
4.2.3.2	Le capteur pressiométrique	58
4.2.3.3	Instrument de mesurage de la vitesse par effet Doppler.....	59
4.3	Le plan d'expérience.....	60
4.3.1	Mesure du coefficient de Manning de la conduite.....	61
4.3.2	Les essais sur le déversoir latéral.....	62
4.4	Exploitation des résultats d'expérience	63
4.4.1	Détermination expérimentale du coefficient de Manning de la conduite	64
4.4.2	Détermination du coefficient de débit	67
4.4.3	Calcul du débit déversé.....	69
4.4.3.1	Présentation d'un exemple de calcul	69
4.5	Résultats des essais	71
4.5.1	Écoulement fluvial	71
4.5.2	Écoulement torrentiel.....	75
4.6	Sensibilité du modèle.....	78

4.7	Exploitation des résultats à l'aide du modèle simplifié	79
4.7.1	Débit calculé pour un écoulement fluvial par Dominguez	79
4.7.2	Débit calculé pour un écoulement torrentiel par Dominguez	82
4.7.3	Débit calculé pour un écoulement torrentiel par Allen	84
CONCLUSION		86
BIBLIOGRAPHIE		889

LISTE DES TABLEAUX

	Page	
Tableau I	Valeurs du coefficient m.....	38
Tableau II	Valeur des coefficients.....	39
Tableau III	Expression du coefficient de débit de De Marchi et de A.Uyumaz.....	44
Tableau IV	Pentes choisies pour les essais.....	62
Tableau V	Coefficient de Manning (Cas d'une pente fixe).....	65
Tableau VI	Coefficient de Manning (Cas d'un débit fixe de 6,2 l/s)	66
Tableau VII	Coefficient de Manning (Cas d'un débit fixe de 25,4 l/s)	66
Tableau VIII	Coefficient de débit.....	68
Tableau IX	Exemple de résolution	70
Tableau X	Résultats des essais et calculs	72
Tableau XI	Résultats des essais et calculs	75
Tableau XII	Débit déversé par la méthode de Dominguez en régime fluvial.....	80
Tableau XIII	Débit déversé par la méthode de Dominguez en régime torrentiel.....	82
Tableau XIV	Débit déversé par la méthode de Allen en régime torrentiel	84

LISTE DES FIGURES

	Page	
Figure 1	Débits d'infiltration en fonction de la superficie du bassin versant	9
Figure 2	Variation du débit en fonction du temps (heure, jour).....	13
Figure 3	Cycle de réalisation du contrôle local.....	17
Figure 4	Probabilité de mise en surcharge du réseau	18
Figure 5	Approche systémique.....	19
Figure 6	Gestion de qualité	20
Figure 7	Vanne à niveau aval constant type AVIO.....	26
Figure 8	Détermination du débit rejeté en milieu naturel	27
Figure 9	Déversoir frontal à seuil mince.....	29
Figure 10	K_t en fonction de L/L_1	30
Figure 11	α et β en fonction de L/L_1	31
Figure 12	Déversoir frontal à seuil épais	31
Figure 13	Écoulement au travers d'une vanne	32
Figure 14	Coefficient C_d pour des vannes radiales.....	33
Figure 15	Coefficient de débit pour une vanne plane verticale en mince paroi.....	34
Figure 16	Allure de la ligne d'eau et de la ligne d'énergie	34
Figure 17	Organigramme de résolution du modèle de Dominguez	40
Figure 18	Écoulement au-dessus d'un seuil latéral.....	42
Figure 19	Caractéristique géométrique d'une conduite circulaire	44

Figure 20	Organigramme de résolution du modèle complet pour un écoulement fluvial.....	47
Figure 21	Diagramme du cycle d'eau dans un réseau unitaire	48
Figure 22	Hydrogramme déversé en fonction de l'hydrogramme d'arrivée et l'hydrogramme dérivé à la station d'épuration.....	49
Figure 23	Description du seuil latéral	52
Figure 24	Banc d'essai pour le déversoir latéral	53
Figure 25	Instrumentation du banc d'essai	56
Figure 26	Capteur ultrasonore aérien	57
Figure 27	Cône d'émission des ultrasons.....	59
Figure 28	Débits calculés versus débits mesurés	73
Figure 29	Hauteur amont calculée versus hauteur amont mesurée.....	74
Figure 30	Débits calculés versus débits mesurés	76
Figure 31	Hauteur calculée versus hauteur mesurée.....	77
Figure 32	Débit calculé versus débit mesuré	81
Figure 33	Débit calculé versus débit mesuré	83

INTRODUCTION

Durant les dernières décennies, des efforts considérables ont été entrepris dans le domaine de l'assainissement urbain par la construction de stations d'épurations. Malheureusement, si le problème a été en très grande partie résolu en temps sec, il subsiste avec acuité en temps de pluie. La capacité d'interception et de traitement des eaux unitaires étant limitée, il s'en suit des déversements importants et systématiques en temps de pluie. Les déversements ont des impacts importants sur le milieu naturel.

L'objectif général du mémoire est le contrôle des rejets dans le milieu naturel qui est relié à la connaissance du fonctionnement hydraulique des organes de régulation. La connaissance du fonctionnement hydraulique des organes de régulation permet de quantifier le volume d'eaux usées déversées.

L'objectif spécifique de notre travail est de comparer les modèles hydrauliques de simulation de l'écoulement à travers le déversoir latéral et de sélectionner le modèle le plus approprié.

La méthodologie préconisée est basée sur l'analyse de modèles mathématiques reliés au déversoir latéral. La comparaison de l'adéquation des modèles de simulation pour le déversoir latéral a été réalisée moyennant l'utilisation des résultats issus d'un montage expérimental.

Le présent mémoire est divisé en quatre parties principales :

Les deux premiers chapitres traitent de la problématique des réseaux et de leur gestion à travers une revue de la littérature.

Le troisième chapitre offre une description des différents modèles mathématiques représentant le fonctionnement des organes de régulation pour les configurations les plus courantes et le calcul du bilan massique des contaminants déversés au niveau d'un organe de régulation.

Le quatrième chapitre comprend les résultats issus des essais en laboratoire et des simulations mathématiques pour les différents modèles. Il comprend également la comparaison de l'adéquation des modèles de simulation pour le déversoir latéral.

Nous souhaitons par le biais de ce travail, pouvoir contribuer à la connaissance du fonctionnement des organes de régulation et permettre le calcul des quantités de polluants déversées.

CHAPITRE 1

CARACTÉRISATION D'UN RÉSEAU EN MILIEU URBAIN

1.1 Introduction

Le problème environnemental causé par le déversement des polluants dans les milieux aquatiques, pousse les chercheurs à mettre en place une méthodologie permettant un suivi permanent de la qualité des eaux urbaines. Pour ce faire, il faut maîtriser la problématique des réseaux et de leurs organes de régulation. Donc une caractérisation du système d'assainissement, de ses composantes ainsi que des méthodes de mesure de son fonctionnement sont jugées nécessaires pour commencer ce travail.

1.2 Types des réseaux

L'eau c'est la VIE mais malheureusement elle l'est aussi pour les organismes pathogènes. Depuis les anciennes civilisations, l'homme a commencé à s'approvisionner en eau dans son milieu de vie ou de travail. Avant qu'on ne prenne conscience des problèmes de la pollution de l'environnement causée par les rejets dans les milieux naturels, l'eau usée était évacuée dans la nature croyant que les courants d'eau étaient auto nettoyeurs. Longtemps après, deux problèmes ont poussé l'homme à développer les systèmes de drainage ou d'évacuation, soient :

- Les pertes humaines et les dégâts majeurs chez les animaux et les végétaux liés aux inondations et aux débordements en temps de pluie.
- Les maladies développées suite aux épidémies dues aux contaminations bactériologiques.

Depuis, les réseaux ont subi plusieurs changements et améliorations tels que la création de canaux d'évacuation de l'eau pluviale et des réseaux d'évacuation d'eau pour l'agriculture. Les réseaux étaient construits à l'aide de matériaux naturels tels que l'argile cuite, les pierres taillées puis sont apparues des matériaux modernes de construction tels que le polypropylène, l'acier, le béton armé, etc. Au Québec, les conduites durant les années 60 étaient la plupart du temps en briques. Ces artères d'acheminement des eaux usées et de ruissellement vers la station d'épuration sont divisées en plusieurs types afin de répondre à une multitude de besoins. Une connaissance adéquate du réseau, basée sur une collecte précise d'informations sur l'état du réseau, est essentielle à l'optimisation de son fonctionnement.

1.2.1 Réseau unitaire

Les premiers réseaux étaient systématiquement unitaires. Ces réseaux évacuent conjointement les eaux de ruissellement et les eaux usées. Généralement, ce réseau est muni d'ouvrages de régulation tels que les déversoirs permettant, en cas d'orage, le rejet direct par dérivation d'une partie des eaux non traitées dans le milieu naturel. Ce réseau est le plus ancien au monde, conçu en premier en France au XIX^{ème} siècle et par la suite aux États-Unis. Ce système se trouve presque partout dans les grandes villes du monde. Le débit résultant des pluies impose des dimensions importantes pour le drainage. L'eau des rues est acheminée à travers des bouches qui assurent en même temps la ventilation de ces ouvrages [American Public Works Association; 1972].

La capacité du réseau unitaire est limitée et il se doit pourtant de faire face à une demande croissante en besoin d'assainissement. Ce système qui a été conçu dans une période de temps où le facteur et le danger de l'environnement n'existaient pas, doit maintenant faire face au droit de protection de l'environnement .En effet l'exploitation des réseaux est soumise à des contraintes réglementaires qui défendent de déverser dans la nature des eaux non traitées au delà d'une certaine fréquence.

Depuis vingt ans, l'homme est devenu plus sensible aux problèmes environnementaux. Il veut une vie saine et une utilisation accrue des capacités offertes par les milieux aquatiques. Néanmoins, à cause de la capacité insuffisante des réseaux, il est permis de déverser sans traitement une quantité limitée d'eau usée par année. Il arrive fréquemment que le réseau existant ne soit pas en mesure de répondre à toutes les exigences, il se pose alors des problèmes de dysfonctionnement. Le problème de débordement vient en premier et il est connu sous le nom de **surverse**. Dans une station d'épuration, il se caractérise par le rejet d'eaux usées en milieu naturel sans traitement préalable.

Il est à noter que même si ce réseau était conçu pour répondre pleinement aux besoins actuels, il y aurait toujours une insuffisance de capacité à cause des débordements causés par des pluies abondantes périodiques, par des pluies décennales et par des pluies centennales. Le débit de pointe de ces pluies peut excéder de 100 fois [Burroughs; 1979] la capacité normale de débit de la station d'épuration ou la capacité de transport à travers le réseau lui-même.

1.2.2 Réseau séparatif

L'évacuation de l'eau de ruissellement se fait à travers un réseau séparé du réseau d'égouts sanitaires. L'eau pluviale est rejetée directement dans des milieux récepteurs naturels sans traitement. Ce réseau est en fonction depuis seulement quelques décennies. Dans plusieurs villes et pays, on a intégré à ce réseau des bassins de rétention et de décantation [Sieker et al.; 1998] afin de réduire les polluants déversés originellement dans les milieux naturels. Dans la plupart des pays occidentaux, la loi impose que les nouveaux réseaux doivent obligatoirement être séparatifs.

1.2.3 Réseau pseudo séparatif

La construction de ce type de réseau a constitué une étape intermédiaire entre les réseaux unitaires et les réseaux séparatifs. Dans ce type de réseaux, l'égout pluvial collecte les eaux de ruissellement de la voirie, trottoirs et surfaces perméables. L'égout sanitaire collecte en plus des eaux domestiques, commerciales et industrielles, les eaux de ruissellement provenant des toitures et des drains de fondations .Deux raisons ont motivé l'existence de ce type de réseau :

- Éviter les coûts de la connexion double aux bâtiments
- Éviter le refoulement des eaux du milieu naturel vers les bâtiments.

1.3 Problématique du réseau unitaire

1.3.1 Problématique des déversoirs

La réduction des déversements passe en partie par l'acquisition de données fiables sur le fonctionnement des ouvrages de régulation. C'est au niveau de ces ouvrages que se situent les problèmes techniques à surmonter. Les principaux problèmes relevés sont :

La plupart des déversoirs ont été installés à une époque où les exigences en matière de mesures des débits, n'avaient pas la même importance qu'aujourd'hui. Ces déversoirs n'étaient pas conçus pour permettre une mesure précise du débit déversé. Les modèles mathématiques ne couvrent pas la totalité des déversoirs existants ni les différentes configurations associées. Par conséquent, des études plus approfondies s'avèrent nécessaires. Ces modèles mathématiques sont fondés sur des connaissances empiriques

de laboratoire qui ne répondent pas forcément aux conditions de fonctionnement dans les réseaux d'assainissement.

Les problèmes de turbulences rencontrés au niveau des déversoirs affectent la qualité des mesures. Les possibilités d'obstruction pour les déversoirs à seuil bas de faible diamètre engendrent un risque élevé de déversement. Une politique de contrôle adéquate est nécessaire pour limiter le risque de déversement.

1.3.2 Problématique des mesures

La métrologie en hydrologie urbaine, particulièrement en réseau unitaire, s'avère être une entreprise ardue. Les campagnes de mesure en réseau d'assainissement à des fins scientifiques ou de gestion sont confrontées aux problèmes de la validité et de la fiabilité. La qualité des valeurs mesurées est à la base d'une gestion efficace d'un réseau d'assainissement en milieu urbain. La validation des données se traduit par l'utilisation d'une méthodologie de validation [Bennis et al.; 2000]. Des méthodes innovantes de validation ont ainsi été développées [Berrada et al.; 1996]. Le gestionnaire doit faire également face au problème des données manquantes ou erronées d'une série de mesures [Bennis et al.; 1997].

1.3.3 Problématique des instruments de mesures

La problématique liée aux instruments de mesures constitue une préoccupation majeure pour les applications en réseau d'assainissement. Le problème principal est lié aux modes de collecte des données et à l'analyse du comportement des instruments dans le milieu naturel.

Les recherches effectuées dans ce volet font appel à l'analyse de l'environnement dans lequel se situe le capteur [Amrarene; 2002]. Les besoins en instrumentation de mesure évoluent avec le resserrement des réglementations environnementales. Le choix d'un instrument porte sur son degré de précision, son temps de réponse, sa durée de vie et sa facilité d'implantation en milieu réel.

L'utilisation d'instruments optiques pour la mesure des concentrations est indispensable à l'efficacité d'une approche de gestion intégrée. La communication entre les ingénieurs et les décideurs pour le choix des instruments à utiliser dans les réseaux d'assainissement, constitue à elle seule un mécanisme d'amélioration du contrôle de la performance du réseau.

1.4 Les problématiques des eaux d'infiltrations

Quant le réseau passe dans des zones sous le niveau de la nappe phréatique, on constate que l'état dégradé des réseaux unitaires et sanitaires cause des infiltrations d'eaux parasites qui s'ajoutent au débit d'apport. L'eau de ruissellement ainsi que l'eau des bris des aqueducs s'infiltrent et se mélangent avec l'eau usée. La Figure 1 illustre le taux d'infiltration ($m^3/ha.d$) pour la conception d'un réseau.

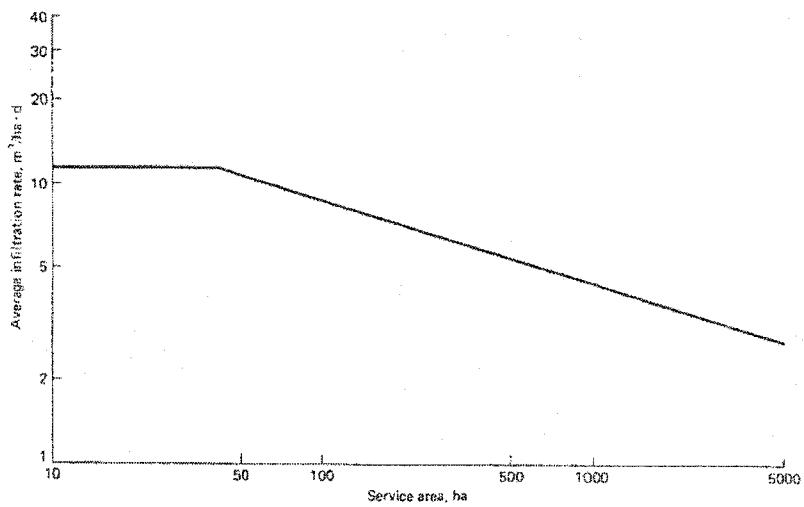


Figure 1 Débits d'infiltration en fonction de la superficie du bassin versant
Source [Metcalf et al.; 1979]

Le débit d'infiltration est estimé de 20 à 30 % du débit de temps sec [Wada et al.; 1997].

Il est possible de connaître ce débit grâce à l'emploi de modèles de simulations.

CHAPITRE 2

GESTION EN TEMPS RÉEL ET EN TEMPS DIFFÉRÉ D'UN RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT UNITAIRE

2.1 Introduction

La gestion d'un réseau d'assainissement peut être faite en temps différé et en temps réel. La gestion en temps différé comprend les activités suivantes :

- Faire des bilans sur une longue période s'étalant au moins à l'échelle d'une année sur la performance de fonctionnement d'un réseau. Ce bilan doit porter sur les fréquences de déversement et de refoulement, sur les bris et sur les dysfonctionnements.
- Planifier et entretenir le réseau par la réhabilitation et le curage

Le plan directeur dans la gestion en temps réel d'un réseau unitaire est d'une immense complexité. À chaque pas de temps, il faut prendre une décision dépendant de plusieurs facteurs. Il existe plusieurs stratégies de contrôle et chaque stratégie dépend de son auteur et des ressources disponibles. Le point de départ reste toujours un plan d'action qui sert à définir le problème et les objectifs de régulation.

Le succès de chaque plan repose sur la rapidité de la prise de décision. Il devient possible de coordonner entre les régulateurs, avec pour objectif la minimisation du déversement dans le milieu récepteur.

2.2 Problématique

2.2.1 Introduction

La gestion du réseau unitaire consiste à réduire la charge des polluants déversés dans la nature à un optimum inférieur au degré de capacité d'assimilation du milieu récepteur. Les réglementations changent et deviennent de plus en plus sévères. La communauté est de plus en plus informée et sensibilisée aux problèmes d'environnement. Elle est avisée des résultats nocifs et destructifs à court et à long terme de l'abus du déversement des polluants dans la nature [Schilling et al.; 1997].

Les gestionnaires sont confrontés à l'évolution continue des exigences réglementaires pour améliorer la protection de la faune, de la flore et de la vie aquatique face aux effets des polluants.

L'un des phénomènes importants résulte de l'effet d'après orage où la présence des virus, des microbes et des coliformes augmente de façon considérable. Des mesures sanitaires temporaires ont pour effet de limiter et réduire la durée des activités et de baignades touristiques et sportives. L'aspect visuel est violé par la présence de matériaux flottant à la surface de l'eau des rivières et des fleuves ainsi que sur la surface de l'eau de mer. Ces matériaux sont à la base de la pollution des milieux aquatiques. Le gestionnaire doit palier à deux obstacles :

- Le premier obstacle est relié directement au réseau et ses caractéristiques physiques avec toute l'incertitude reliée au fonctionnement du système.
- Le deuxième obstacle est relié au débordement en temps d'orage qui est fonction de la pluie, de sa durée, de son intensité, de son temps d'arrivée

spatial et temporel et du bassin versant, de sa pollution, de son temps de concentration, etc.

2.2.2 Vieillissement du réseau

Le réseau se comporte avec le temps comme tout ouvrage relié au transport de l'eau. Cet ouvrage est exposé continuellement à des facteurs d'environnement agressifs qui contribuent à sa détérioration. La dégradation du réseau entraîne des modifications importantes de son fonctionnement hydraulique. L'augmentation de la rugosité réduit la capacité de transport et cause des refoulements. Les joints défectueux et les fissures provoquent des infiltrations et des exfiltrations. Les infiltrations provoquent une charge inutile du réseau et augmente le coût de pompage. Par ailleurs l'interception des eaux claires souterraines peut provoquer le déversement d'eaux polluées à d'autres endroits faute de place dans le réseau. Les exfiltrations à partir du réseau peuvent provoquer la pollution des nappes souterraines et la contamination des eaux transportées par les réseaux d'aqueduc.

2.2.3 Accumulation des déchets

Les mesures de concentration en polluants de la première quantité d'eau d'assainissement durant un orage indiquent une forte concentration en polluants. Ceci est dû à l'accumulation des déchets sur les parois des réseaux et dans les ouvrages de régulation. Le débit de pointe qui change durant la journée et la semaine a pour effet de faire fluctuer la charge des eaux usées. La Figure 2 représente la variation du débit par semaine et par période durant la journée.

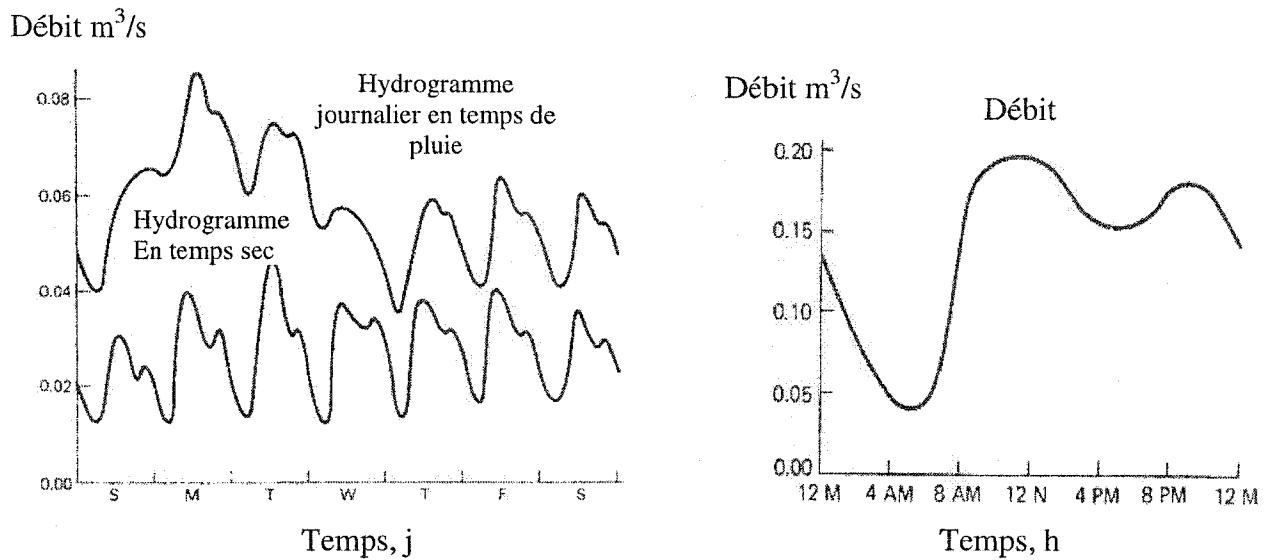


Figure 2 Variation du débit en fonction du temps (heure, jour)
Source [Metcalf and Eddy; 1979]

Sur la Figure 2 on remarque que la pointe est plus importante durant le temps d'orage, ce qui a pour effet de faire apparaître ce qu'on appelle le phénomène du premier flot où la concentration en polluant est plus importante qu'en temps sec.

Malgré la divergence entre la mise en évidence du phénomène du premier flot [Bennis et al.; 2001] ou de son absence, [Saget et al.; 1996], il est très important d'acheminer la première partie du volume ruisselé (first flush) vers la station d'épuration vue sa forte concentration en polluants [Gupta et al.; 1996].

2.2.4 Pannes

Les pannes sur les réseaux dépendent de plusieurs facteurs et la probabilité de leur occurrence est fonction du type de réseau. Un modèle de régulation statique et manuel est moins exposé aux pannes qu'un modèle automatique ou relié à un système de

commande informatisé. Cette probabilité d'occurrence est d'autant plus importante que le nombre d'intervenants est grand. Elle varie selon :

- Types des matériaux utilisés dans les réseaux tel que le béton armé, brique polyéthylène, etc.
- Types de sols enrobant les tuyaux
- Nombre des ouvrages de régulation
- Type des ouvrages de régulation tels que le déversoir latéral, le déversoir frontal, le vortex, la station de pompage
- Le type et le nombre des organes de commande
- Longueur du réseau

Pour les déversoirs, les pannes sont moins fréquentes que les vannes et les pompes. Ces derniers sont plus sujets à des pannes coûteuses en temps et en argent.

2.2.5 Capacité de traitement

L'usine de traitement des eaux usées a pour objectif d'assainir l'eau usée à un degré de salubrité acceptable par le milieu récepteur. L'impact d'un orage sur la station d'épuration est préjudiciable. La capacité de chaque station d'épuration est gouvernée par une capacité de traitement liée à la concentration maximale permise pour les rejets en milieu récepteur. Ce critère est défini par la législation environnementale en fonction de la capacité du milieu naturel, et de son degré de sensibilité envers les polluants et des usages de l'eau. La réglementation doit en principe prendre en compte une large gamme de polluants, la concentration en polluants et leur degré de toxicité, les matières en suspension, la demande biologique en oxygène DBO, la demande chimique en oxygène DCO, les microbes et virus, les coliformes, les métaux lourds, etc.

Comme le temps de résidence de l'eau dans la station en temps d'orage est réduit au minimum la qualité de l'épuration se voit réduite à son tour.

2.3 Politique de gestion en temps réel

2.3.1 Introduction

La politique de gestion en temps réel est choisie selon les ressources disponibles en information et en matériel et selon les prévisions pluviométriques. L'information pluviométrique est une donnée requise pour la gestion du système. Il est important de pouvoir déterminer son intensité, sa durée et sa localisation sur l'étendue du bassin. Le but de la gestion en temps réel est de prévenir les dysfonctionnements éventuels du réseau d'assainissement afin de répondre aux contraintes législatives, économiques et sociales. Une autre contrainte à considérer est celle de l'inondation des sous-sols avoisinant un exutoire après sa mise en charge.

2.3.2 Gestion en temps réel

«Real Time Control Sewerage Management»

La gestion en temps réel désigne la gestion des écoulements fondée sur l'automatisation du système d'assainissement et sur le traitement informatisé des données hydrauliques, hydrologiques et météorologiques. Il est ainsi possible de suivre, d'analyser et de contrôler sur un très faible pas de temps, le fonctionnement d'une partie ou de la totalité du système pour éventuellement intervenir sur son fonctionnement. Il peut alors s'agir d'une action corrective ou prédictive générée localement ou à distance d'une façon automatique ou par le biais d'un système d'aide à la décision avec ou sans intervention humaine.

La gestion en temps réel peut être étendue à l'ensemble de tous les équipements automatiques agissant sur le réseau. On peut ainsi englober en plus des canalisations et de leurs organes de régulation, les stations de pompage et la station d'épuration. Cette gestion peut ne concerner qu'une partie du système telle que la gestion des ouvrages de protection contre les crues.

Au sens strict du terme, le temps réel n'existe pas puisque l'acquisition, la transmission et le traitement des données nécessitent un temps minimal. Donc les données sont acquises et traitées à un rythme conçu comme représentatif du temps réel dans un délai de bouclage jugé acceptable pour tout type de décision dans un objectif préétabli.

2.3.3 Gestion locale

La gestion locale est divisée en deux gestions soit une gestion statique ou soit une gestion locale dynamique :

La gestion locale statique consiste à ce que chaque ouvrage de régulation soit géré indépendamment des autres et la décision prise ne tient pas compte de l'état en amont de cet ouvrage. De plus, dans la gestion locale, on suppose que le milieu naturel a les mêmes sensibilités au déversement. La consigne attribuée concerne uniquement un organe donné et elle est reliée seulement à cet organe indépendamment de ce qui se passe dans les autres organes. Une fois que la capacité de cet organe est dépassée, l'excédent est déversé dans le milieu naturel à travers la canalisation de débordement. L'état initial se rétablit quand cette étape de déversement est terminée.

La gestion ou le contrôle local dynamique consiste à faire varier les consignes dans l'organe de régulation en réponse à des contraintes reliées à ce qui se passe localement dans cet organe. Il ne prend pas en considération les effets des autres sections de

régulation ni la capacité d'épuration de la station. Seules les informations reçues au niveau de cet organe seront considérées dans la décision. Elle prend généralement en compte le niveau de l'eau dans l'intercepteur, la vitesse de l'écoulement et le niveau de l'eau dans la chambre de succion d'une station de pompage. La Figure 3 résume le cycle de contrôle :

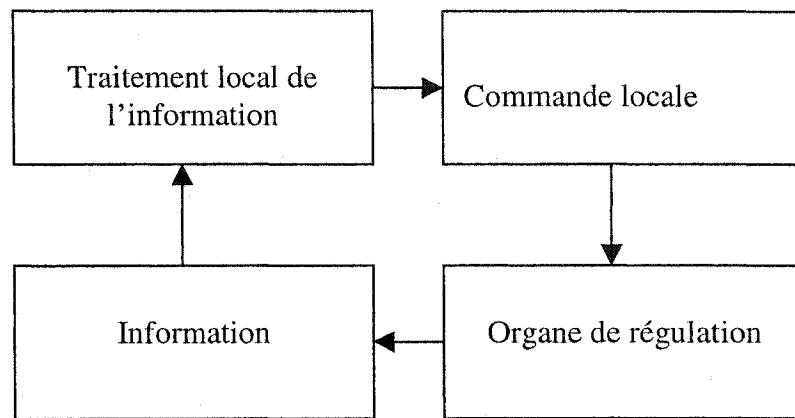


Figure 3 Cycle de réalisation du contrôle local

2.3.4 Gestion globale

Elle consiste en deux thèmes :

La gestion globale pour une section de régulation donnée se fera selon une politique d'optimisation ou selon les indices de sensibilité du milieu naturel récepteur. À titre d'exemple, le milieu de vie aquatique (poisson, proximité d'une ferme d'élevage, temps de ponte, etc..) sera épargné en cas de déversement. Dans la stratégie de contrôle globale ces points seront vérifiés dynamiquement afin d'aboutir à une optimisation des performances pour chaque organe de régulation et pour chaque événement pris séparément. Le contrôle global est relié au contrôle du réseau unitaire incluant la station d'épuration.

La gestion globale intégrée prend en considération tous les ouvrages de régulation selon un objectif défini à l'avance et basé sur des données statistiques et prévisionnelles. Elle a pour objectif de base de réduire la charge déversée par événement et par année. Des technologies de pointe permettent la collecte d'informations sur la météorologie. Normalement ces résultats sont donnés avec une fiabilité de 90% pour des périodes de trois heures et moins. L'impact de prédiction de la pluie sur la gestion en temps réel des égouts induit des erreurs et augmente la probabilité de mise en charge du système [Bilodeau et al.; 1998].

La Figure 4 montre que la probabilité de créer des surcharges hydrauliques au cours d'un événement pluvieux est importante, surtout pour les fortes pluies.

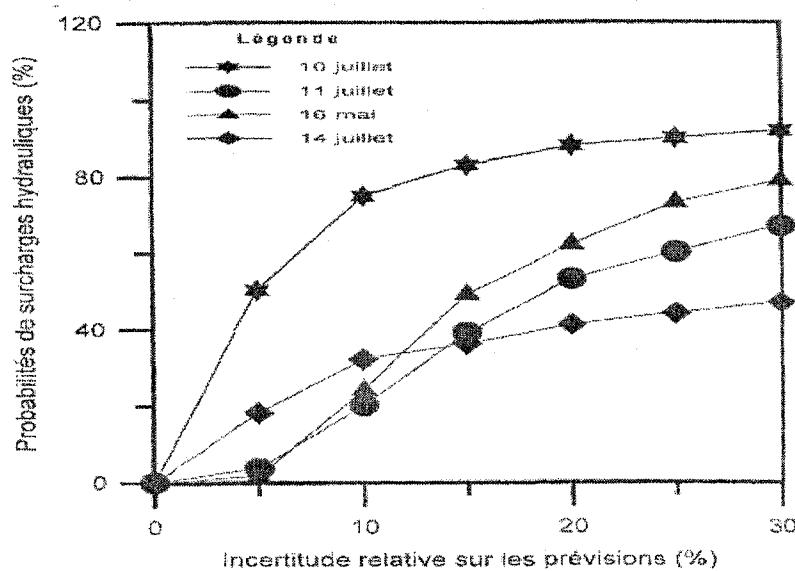


Figure 4 Probabilité de mise en surcharge du réseau
Source [Bilodeau, Mailhot and Villeneuve; 1998]

La performance d'un système unitaire peut être quantifiée selon des fonctions objectives. Ces fonctions permettent d'évaluer la performance de fonctionnement du réseau en terme quantitatif et qualitatif. La fonction objective est généralement formulée mathématiquement. Il vient s'ajouter à cette fonction objective un ensemble de

contraintes auxquelles doit répondre la fonction. La Figure 5 est une représentation schématique d'une approche systémique pour la gestion d'un réseau.

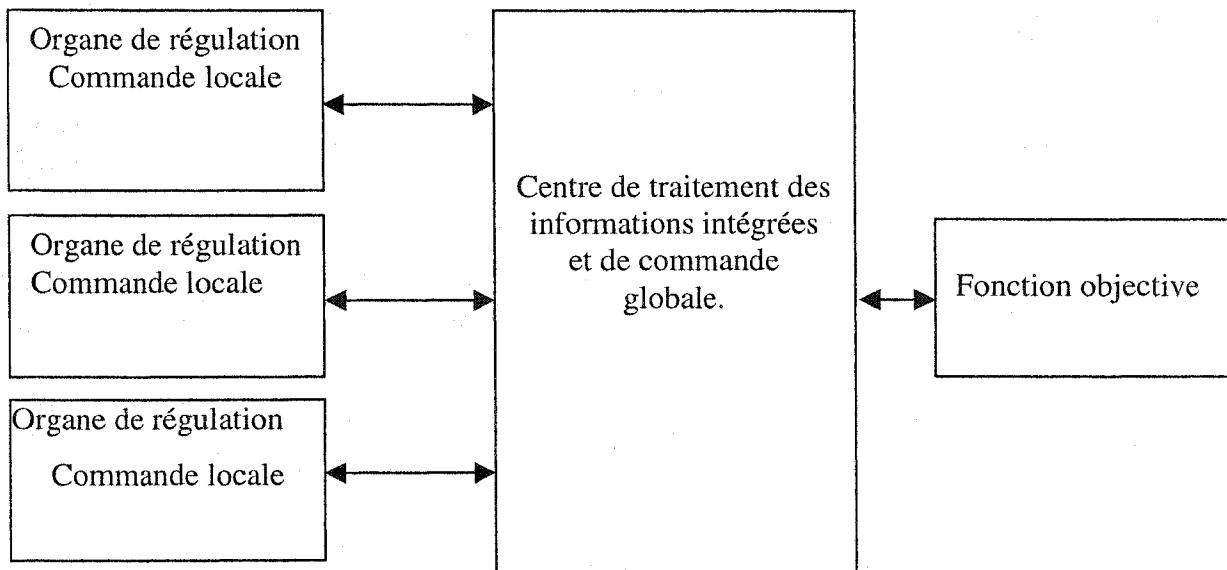


Figure 5 Approche systémique

2.3.5 Assurance de la qualité de la gestion en temps réel

La gestion du système d'assainissement est considérée de qualité lorsque les résultats sont conformes aux attentes de la communauté. Les coûts et les investissements en prévention et en gestion sont alors optimisés et le client est satisfait.

La Figure 6 résume le concept de qualité de gestion pour la régulation d'un réseau.

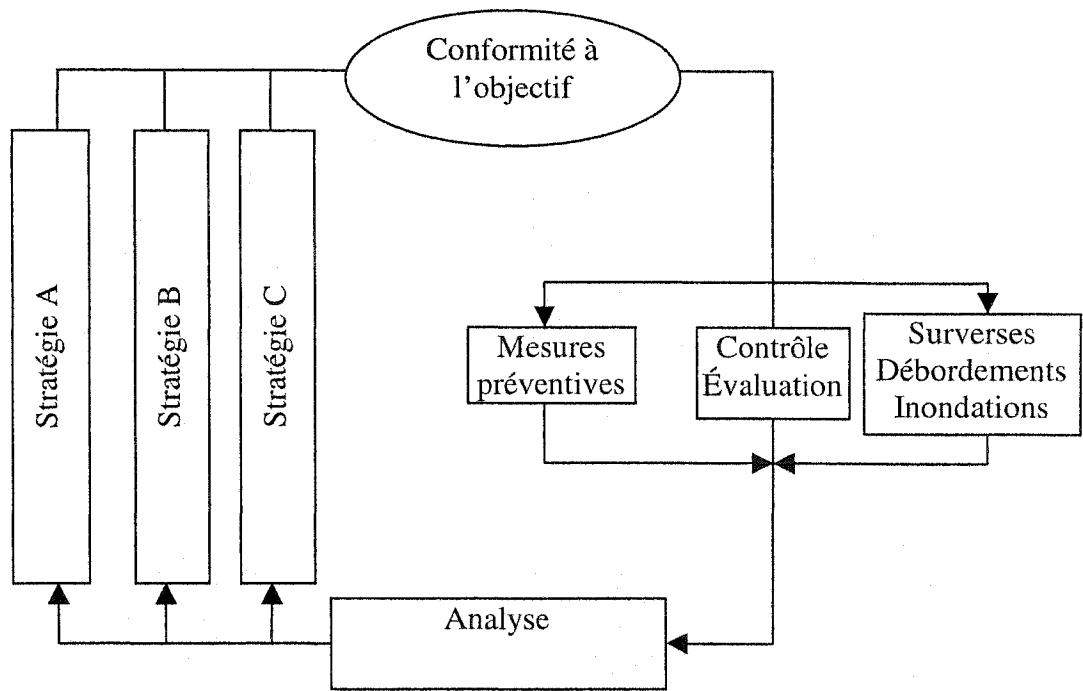


Figure 6 Gestion de qualité

La réalisation de l'objectif dépend de plusieurs facteurs. Les plus importants facteurs sont :

- La responsabilité de la direction. Ceci englobe l'engagement de la direction, la planification, la gestion et la revue des résultats. Le gestionnaire doit être sensibilisé au besoin communautaire qui deviendra son objectif de réalisation;
- La gestion des ressources humaines et des installations. La formation de tous les personnels et les vérifications continues des installations. C'est aussi un travail d'équipe et la responsabilité est partagée entre tous les membres du groupe;
- L'exécution du travail tel que planifié avec toute la maîtrise, la surveillance nécessaire;
- L'analyse, l'amélioration, la surveillance et la maîtrise de non-conformité;

- Compte tenu l'envergure du champ de travail et l'importance des conséquences résultantes des décisions individuelles ou collectives, la responsabilité doit être distribuée et chacun reçoit son rôle sans ambiguïté au sein de ce groupe de gestionnaires;
- Des séances d'audition sont nécessaires pour vérifier si les procédures sont appliquées et si les objectifs sont atteints;
- La formation des gestionnaires et leur accès à toutes les procédures modernes, les logiciels, les connaissances dans ce domaine seront un atout pour leur faciliter le travail. Il faudra leur assurer les instruments de dernière technologie ainsi qu'une formation continue sur l'utilisation et l'optimisation de ces outils.

2.4 Politique de gestion en temps différé

2.4.1 Définition

La gestion en temps différé est une gestion de validation qui repose sur la concordance des attentes et des résultats obtenus afin d'augmenter la fiabilité de la gestion en temps réel. Cette gestion utilise des modèles mathématiques capables de faire la simulation des événements pluvieux. Le calibrage de ce système se fait à l'aide d'événements réels sur une longue période.

2.4.2 Gestion différée à court terme

Cette gestion consiste à vérifier la validité des actions de régulation en temps réel prise au pas de temps $t - \Delta t$. Cette boucle de rétroaction permet d'ajuster la future prise de décision par le modèle de gestion en temps réel.

2.4.3 Gestion à long terme

Cette gestion consiste à faire :

- Des travaux de maintenance et d'entretien quotidien du réseau.
- Le nettoyage des tuyaux et des canalisations
- Le dessablement régulier des collecteurs et des organes de régulation et surtout suite aux orages
- Contrôle des organes de commandement des ouvrages de régulation
- Contrôle du temps de réponse des organes de régulation durant les évènements réels et contrôle de leur performance
- Faire des changements dans la structure du réseau pour réduire la mise en charge
- Faire les bilans sur de longues périodes de la performance de fonctionnement du réseau

CHAPITRE 3

MODÉLISATION MATHÉMATIQUE DES OUVRAGES DE RÉGULATION

Les ouvrages de régulation ont leur propre mode de fonctionnement. Ce mode de fonctionnement est variable dans le temps dépendamment de la finalité attribuée à cet organe. Ce chapitre doit nous permettre d'établir le rôle précis de l'organe de régulation dans le réseau. On donnera ensuite une description des grandes catégories d'organes de régulation que l'on rencontre dans les réseaux d'assainissement ainsi que leur mode de fonctionnement.

Une méthodologie générale peut être établie pour la détermination du débit déversé par un organe de régulation. On s'intéressera plus particulièrement aux cas les plus couramment rencontrés dans le réseau d'assainissement. On fournira un modèle théorique complet ou simplifié accompagné de son organigramme de calculs pour la détermination du débit déversé.

3.1 Objectif d'un organe de régulation

C'est un organe permettant de déverser une partie de l'eau du réseau unitaire dans le milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse la limite permise. L'ouvrage le plus maîtrisé depuis longtemps était le déversoir à seuil mince. Dans les premiers temps, l'homme a connu les déversoirs frontaux. Durant les dernières dizaines du siècle précédent, un nouveau concept voit le jour : la gestion en temps réel et le déversoir a pris le nom d'un élément de régulation.

Dans ce contexte, les déversoirs d'orage sont considérés comme des points de contrôle particulièrement importants pour régler le débit et permettre de mieux concilier deux

concepts contradictoires, soit celui de réduire les volumes déversés dans la nature et celui de diminuer les risques d'inondation dans les sous-sols. Pour atteindre cet objectif, l'homme n'a pas manqué d'imagination en mettant au point des ouvrages réglables appelés ouvrages ou sections de régulation. Ces ouvrages sont tels que :

- Déversoirs à vanne réglable
- Déversoirs à seuil gonflable
- Déversoirs à siphon
- etc.

3.2 Types des organes de régulation

Les organes de régulation sont divisés en trois types :

3.2.1 Les organes de régulation statique

On peut citer dans cette catégorie, les déversoirs frontaux, les déversoirs latéraux, les orifices, les déversoirs utilisant l'effet vortex, les bassins de rétention. Les régulateurs de type statique sont les plus anciens que l'homme a utilisé. Ils étaient conçus pour les surverses de barrages et les réservoirs de rétention. Le déversement commence dès que la capacité de rétention est dépassée. Le calcul du volume déversé en un pas de temps Δt est $\Delta V = Q * \Delta t$ au temps t où Q est le débit supposé constant le long du pas de temps.

Le volume V écoulé à travers les déversoirs sera :

$$V = \int_{t_1}^{t_2} Q(t) * dt$$

En discrétilisant le débit pour des intervalles Δt sur l'hydrogramme, on aura

$$V = \sum_{t_1}^{t_2} Q(t) * \Delta t$$

Ces ouvrages sont conçus pour acheminer un débit donné à un moment donné selon les charges hydrauliques vu que les paramètres physiques sont connus à priori. La fiabilité du fonctionnement du réseau dépend de l'exactitude des débits dérivés vers la station d'épuration. Le déversement prend lieu à partir des conditions déjà établies dans ces ouvrages. Généralement l'intervention dans la régulation nécessite le changement dans les caractéristiques physiques telles que la longueur ou la hauteur du seuil. Les pannes dans ce système sont très rares et les mesures des débits sont acceptables.

3.2.2 Les organes de régulation dynamiques électromécaniques

On peut citer pour cette catégorie les déversoirs munis de vannes, les déversoirs à seuil gonflable, les stations de pompage à vitesse fixe ou variable. Ce type d'organes est le plus utilisé présentement dans les grandes villes pour les réseaux unitaires de collecte des eaux usées et de l'eau de ruissellement. Il est facilement adaptable aux variations de débit. Il est possible avec ces types d'organes de déverser en partie ou en totalité le débit arrivant avec un temps de réponse rapide. Les vannes des orifices ou les portes sont commandées par des treuils motorisés et des câbles pour l'ajustement des ouvertures et le positionnement des portes afin de faire passer un débit donné.

Quand ces organes sont commandés localement avec des éléments de contrôle local, à ce moment chaque organe est isolé du système et ne s'intéresse pas à ce qui se passe ailleurs, c'est la gestion locale automatique. De plus en plus fréquemment ce système de commandement est relié à un système d'optimisation central, ce qui constitue un système de gestion intégré global.

Les pannes de ce système sont plus fréquentes et une maintenance accrue est souhaitable afin de maintenir l'efficacité et limiter les surprises en temps d'orage.

3.2.3 Les organes de régulation à type hydrodynamique

Ces organes sont régulés par l'ouverture et la fermeture d'un système qui fait que le déversement varie en fonction de la hauteur de l'eau en aval de l'organe de régulation des eaux usées. La Figure 7 montre une vanne à niveau aval constant type AVIO. Si le niveau aval monte, le flotteur A provoque la rotation du système autour du pivot B, ce qui entraîne la fermeture progressive de la vanne.

Ce type de régulation ne nécessite pas l'intervention fréquente humaine et n'exige pas beaucoup de maintenance. Cette vanne a déjà été utilisée dans les barrages hydroélectriques et dans les canalisations des eaux usées pour régler le débit acheminé dans la station d'épuration. L'imposition d'un débit donné déversé est presque impossible pour ce système mais il est possible de fixer les conditions hydrauliques à l'aval afin que le débit acheminé vers la station soit quasi-constant.

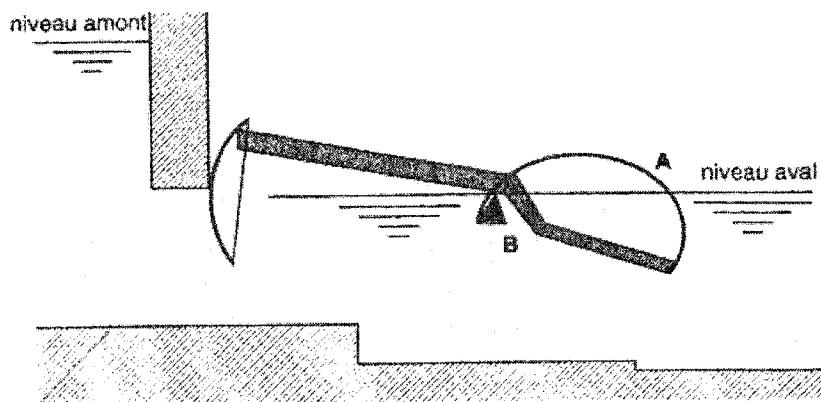


Figure 7 Vanne à niveau aval constant type AVIO
 Source [Chocat; 1997]

La modélisation mathématique de ce système sera donnée au paragraphe 3.4.2.

3.3 Méthodologie pour le calcul du débit et des flux de polluants dérivés par les organes de régulation

Les organes de régulation ont une finalité commune d'éviter de mettre en surcharge les réseaux et la station d'épuration. Le dépassement de la capacité du réseau entraînent des rejets d'eaux usées au milieu naturel. La connaissance quantitative de ces rejets permet d'établir leurs impacts sur le milieu naturel. Il est important pour répondre à cet objectif d'avoir une méthodologie générale applicable aux organes de régulation qui permet par son application de déterminer la quantité de matières polluantes rejetées au milieu naturel.

3.3.1 Objectif

Comme nous l'avons évoqué précédemment il s'agit de réaliser un bilan volumétrique et massique des rejets d'eaux usées au milieu récepteur par temps de pluie. Ce bilan est un préalable indispensable à la réalisation d'études d'impacts. La détermination du débit rejeté au milieu naturel (Q_d) et du débit acheminé à la station d'épuration (Q_s) se fait moyennant la connaissance de l'hydrogramme ou plus particulièrement de la hauteur d'eau à l'entrée de l'organe de régulation, voir Figure 8. Cette première étape de calcul est un préalable indispensable pour le calcul ultérieur des masses de polluants rejetés.

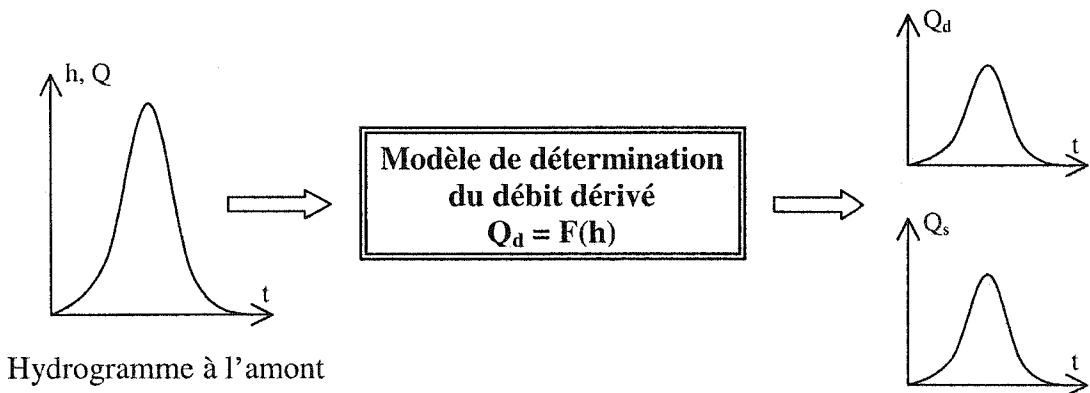


Figure 8 Détermination du débit rejeté en milieu naturel

Comme le montre la Figure 8, la détermination de l'hydrogramme de débit rejeté au milieu naturel se fait en trois étapes. Une première étape consiste à déterminer la variation du débit et de la hauteur d'eau à l'amont de l'ouvrage de régulation. Dans un second temps on utilise les données de hauteur dans des modèles théoriques qui permettront de calculer le débit rejeté en milieu naturel. Le bilan massique sera déduit de l'hydrogramme déversé.

3.3.2 Détermination de la hauteur à l'entrée de l'organe de régulation

La détermination de la hauteur d'eau à l'entrée de l'organe de régulation se fait par mesure ou par calcul. Néanmoins pour des raisons pratiques et des raisons de coût, seuls deux instruments peuvent être utilisés pour une mesure en continu des hauteurs d'eau dans le réseau, soit le capteur ultrasonique ou le capteur pressiométrique.

3.4 Modèles de détermination du débit dérivé au milieu naturel

Les modèles utilisés pour le calcul du débit dérivé au travers d'un organe de régulation sont semi-empiriques. La formulation générale de ces modèles est issue des équations générales de l'hydraulique. Des coefficients empiriques ont été introduits pour tenir compte des imprécisions induites par les hypothèses simplificatrices des modèles.

Il existe un modèle de déversement pour chaque type de régulateur. La donnée hydraulique utile pour l'utilisation de ces modèles est généralement la hauteur d'eau à l'amont de l'ouvrage.

3.4.1 Modélisation mathématique de déversement au travers d'un déversoir frontal

Les déversoirs frontaux sont couramment rencontrés dans les réseaux d'assainissement. La formule permettant de calculer le débit dérivé par un déversoir à seuil mince peut être déduite de l'application de l'équation de Bernoulli. On aboutit après simplification à la formule suivante :

$$Q = C_d L * \sqrt{2g * H^3}$$

La Figure 9 représente un déversoir frontal à seuil mince

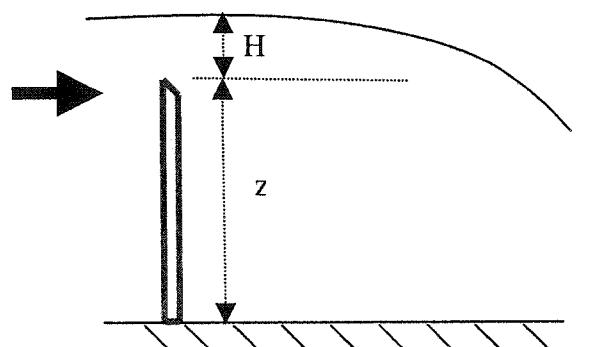


Figure 9 Déversoir frontal à seuil mince

Pour un déversoir à seuil mince, sans contraction latérale, Bazin en 1888 a proposé la formule suivante pour le coefficient de débit C_d

$$C_d = \left(0.405 + \frac{.0003}{H} \right) \left[1 + .55 * \left(\frac{H}{H+z} \right)^2 \right]$$

H : la charge en amont du déversoir

g : accélération de la pesanteur

z : hauteur de seuil

L : largeur du déversoir

Cette formule est applicable dans les limites suivantes des divers paramètres :

$$0.08 \text{ m} < H < 0.7 \text{ m}$$

$$L > 4H$$

$$0.2 \text{ m} < z < 2 \text{ m}$$

L'association Internationale de Normalisation (ISO) a adopté la formule de [Carter et al.; 1957] où la formule du coefficient de débit C_d est plus élaboré. La formule générale est :

$$Q = C_e \frac{2}{3} \sqrt{2g} L_e H_e^{\frac{3}{2}}$$

Q : débit en volume (m^3/s)

C_e : coefficient de débit

g : accélération de la pesanteur

L_e : longueur ``effective`` du déversoir (m)

H_e : charge ``effective`` du déversoir (m)

L_1 : largeur du canal

$L_e = l + k_1$

$H_e = H + k_h$

K_h : 1 mm quelque soit la largeur du canal et du déversoir

K_1 est donné par la courbe de la Figure 10

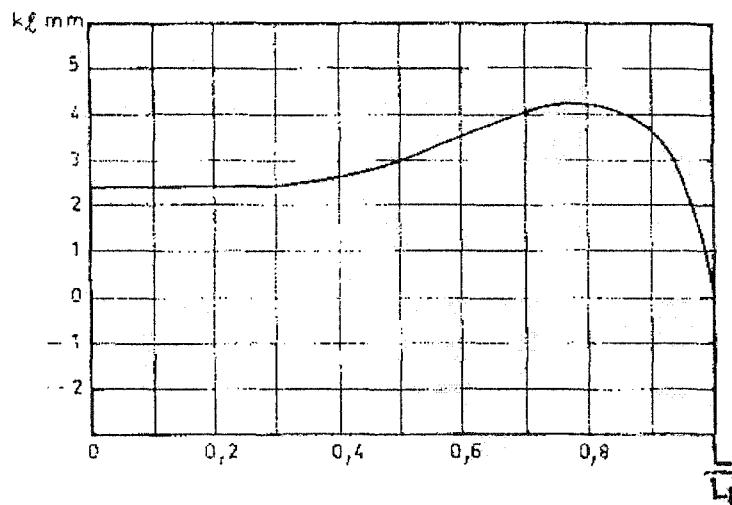


Figure 10 K_1 en fonction de L/L_1
 Source [Carlier; 1986]

$$C_e = \alpha + \beta \frac{H}{z}$$

α et β sont donnés par la Figure 11 en fonction de L/L_1

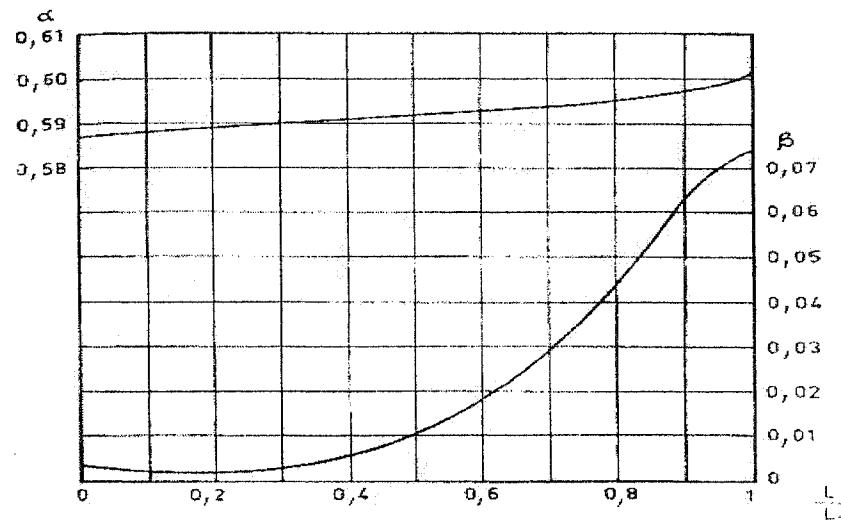


Figure 11 α et β en fonction de L/L_1
 Source [Carlier; 1986]

La Figure 12 représente un déversoir frontal à seuil épais

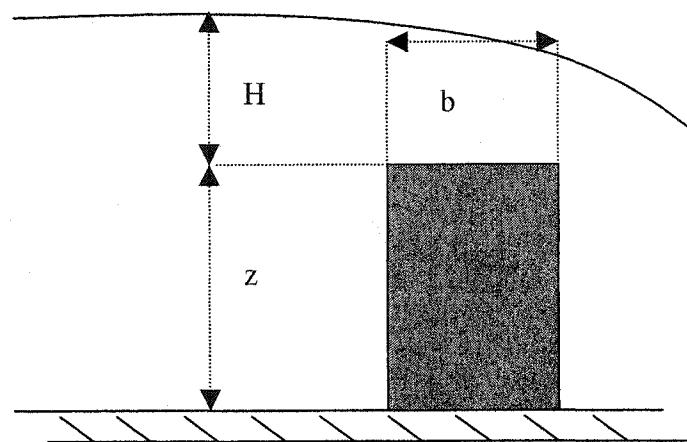


Figure 12 Déversoir frontal à seuil épais

Les expériences de Bazin ont donné pour le débit la même formule que dans le cas d'un déversoir à seuil mince mais avec un coefficient de débit ajusté par un coefficient μ

$$C_D = \mu * C_d$$

$$\mu = 0.7 + 0.185 \frac{H}{b}$$

Pour un déversoir sans contraction latérale et en adoptant la valeur approchée de $C_d=0.43$ C_D varie 0.37 à 0.39 ce qui est très proche de la valeur théorique 0.3805. Si le coin intérieur du déversoir est arrondi suivant un quart de cercle de 0.05 m à 0.10 m, il faut multiplier le coefficient μ par 1.12 ou 1.14.

3.4.2 Modélisation de l'écoulement à travers les vannes

L'automatisation des réseaux d'assainissement a rendu très populaire l'utilisation des vannes comme organe de régulation. La formule permettant de calculer le débit dérivé par une vanne est déduit des équations de Bernoulli. La Figure 13 représente l'écoulement au travers d'une vanne.

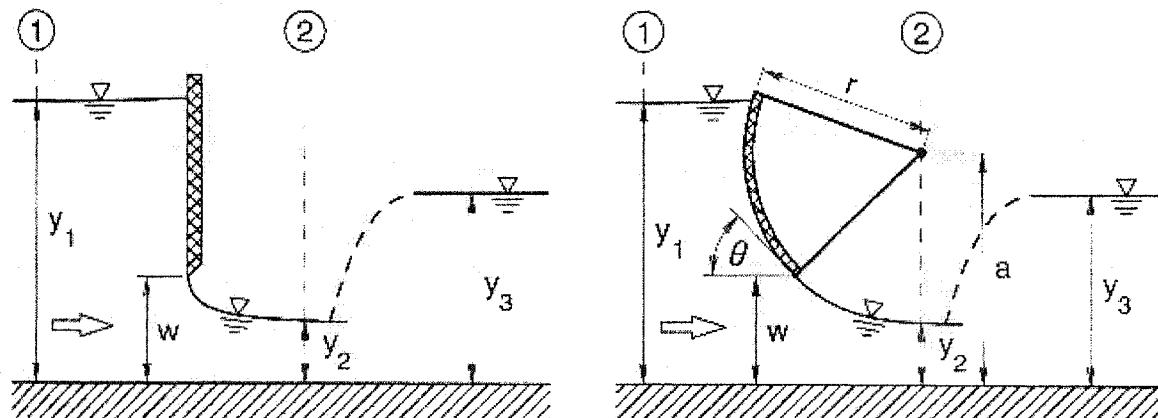


Figure 13 Écoulement au travers d'une vanne
Source [Subhash; 2001]

L'application de l'équation de l'énergie entre les sections 1 et 2 sur la Figure 13 :

$$y_1 + \frac{q^2}{2gy_1^2} = y_2 + \frac{q^2}{2gy_2^2} = C_c w + \frac{q^2}{2g(C_c w)^2}$$

g : accélération de la pesanteur

C_c : un coefficient de contraction

W : l'ouverture de la vanne

q : le débit unitaire

r : le rayon du cercle

q : peut être écrit sous la forme

$$q = C_c w \sqrt{\frac{y_1}{y_1 + C_c w}} \sqrt{2gy_1} = C_d w \sqrt{2gy_1}$$

$$C_d = C_c \sqrt{\frac{1}{1 + C_c \frac{w}{y_1}}}$$

C_d est fonction de l'ouverture et de la géométrie de la vanne. Les valeurs de C_d sont données par les valeurs expérimentales de [Toch; 1955] qui sont présentées sur la Figure 14 pour les vannes radiales et par la Figure 15 pour la vanne plane verticale.

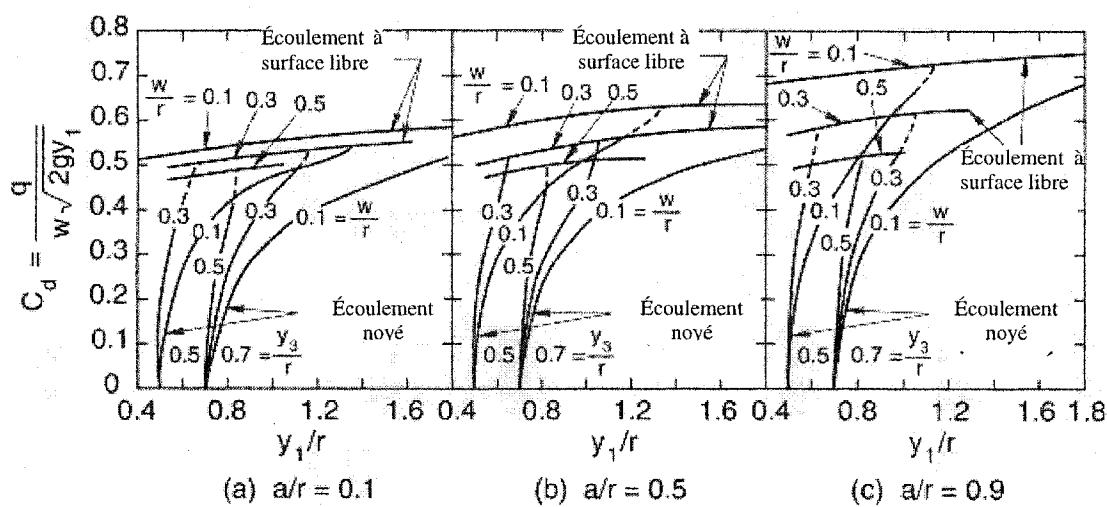


Figure 14 Coefficient C_d pour des vannes radiales
Source [Toch; 1955]

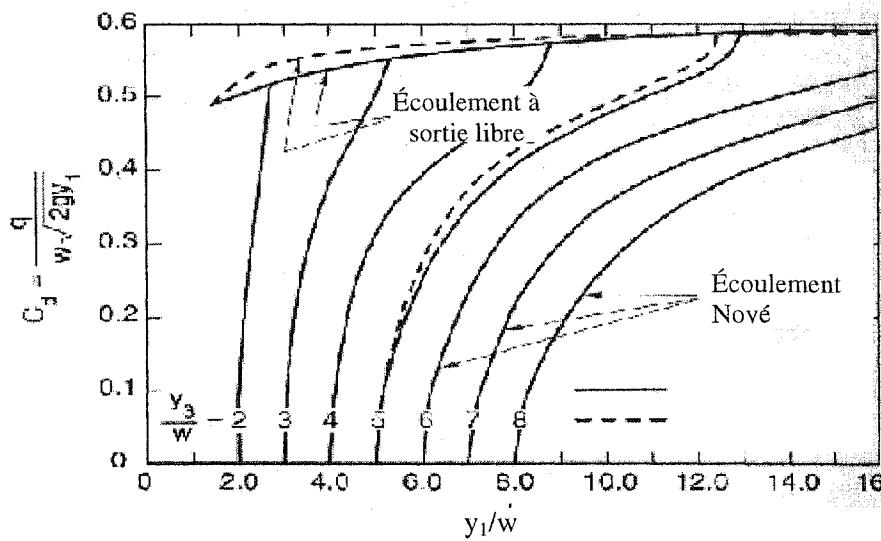


Figure 15 Coefficient de débit pour une vanne plane verticale en mince paroi
Source [Toch; 1955]

3.4.3 Modélisation mathématique des déversoirs à seuils hauts

Les déversoirs à seuils hauts régulent le débit amené à la station d'épuration par l'intermédiaire d'une conduite d'étranglement. Cette conduite par temps de pluie est en charge. Le calcul du débit acheminé à la station d'épuration se fait en utilisant la formule de Darcy-Weisbach ,ou de Hazen-Williams. La Figure 16 représente un déversoir à seuil haut.

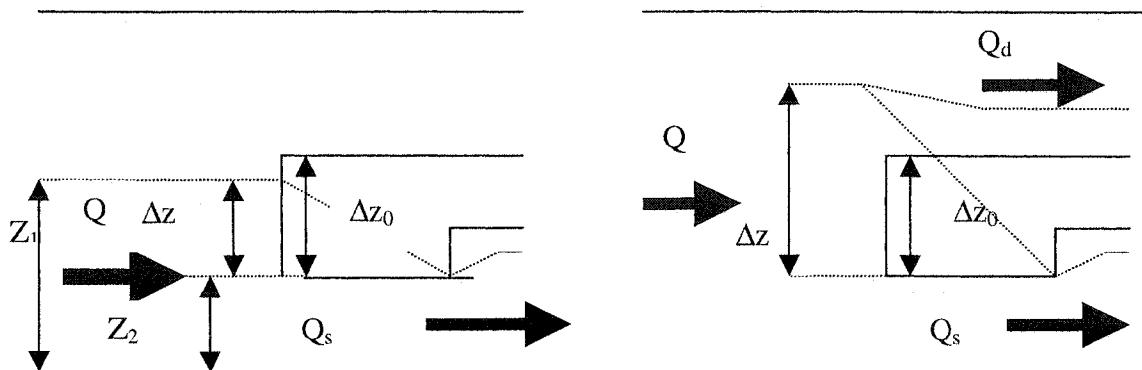


Figure 16 Allure de la ligne d'eau et de la ligne d'énergie
[Chocat; 1997]

La connaissance de la perte de charge entre l'entrée et la sortie de la conduite d'étranglement permet de remonter au débit. Dans le cas le plus général, on peut utiliser la formule universelle des pertes de charge sous la forme :

$$\Delta h = \frac{f \cdot V^2 \cdot L_e}{8g \cdot R_h}$$

L_e : Longueur d'étranglement (m)

Δh : Perte de charge le long de la conduite d'étranglement (m)

Q_s : Débit acheminé vers la station. (m^3/s)

g : accélération de la pesanteur (m/s^2)

V : vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)

R_h : rayon hydraulique de l'étranglement (m)

f : coefficient de frottement.

La valeur de f est calculée expérimentalement par plusieurs auteurs et chaque valeur est convenable pour les cas similaires seulement. En faisant l'hypothèse que l'on retrouve un écoulement à surface libre immédiatement à la sortie de l'étranglement, il est évident que le déversement commencera quand la perte de charge sera égale ou supérieure à la différence entre la cote de départ de la partie déversant et celle de la surface libre à l'extrémité aval de la conduite d'étranglement.

Le calcul du débit dérivé est déduit de la connaissance du débit d'entrée et du débit de sortie vers la station d'épuration. En réalité le calcul est itératif. Il permet de prendre en compte les phénomènes de stockage dans le réseau. La détermination du débit dérivé et du débit acheminé à la station d'épuration se fait en parallèle pour chaque pas de temps.

Le déversement commence quand $\Delta H = z_1 - z_2 = \Delta z_0$.

Désignons par A la section d'étranglement, alors le débit incident minimum provoquant un déversement est :

$$Q_{\min} = V_{\min} \cdot A$$

$$V_{\min} = 2 \sqrt{\frac{2g \cdot \Delta z_0 R_h}{f \cdot L_e}}$$

Pour un débit Q supérieur à Q_{\min} le partage de débit se fait par un calcul itératif de la manière suivante:

- On fait une hypothèse, $\Delta z = z_{\text{amont}} - z_2$ où z_{amont} est le niveau de l'eau dans le déversoir.

On peut commencer le calcul avec $\Delta z = \Delta z_0$

- On calcule le débit acheminé vers la station Q_s par la formule

$$Q_s = 2A \sqrt{\frac{2g \cdot \Delta z \cdot R_h}{f \cdot L_e}}$$

- On en déduit le débit déversé Q_d par la formule

$$Q_d = Q - Q_s$$

La valeur de Q_d nous permet de connaître la hauteur au dessus du déversoir et par conséquent la hauteur en amont z . On recommence le calcul avec $z_{\text{amont}} = z$ calculé. On réitère jusqu'à ce que les deux valeurs soient suffisamment voisines.

3.5 Modélisation du déversoir latéral

L'écoulement par les déversoirs latéraux est particulièrement complexe à modéliser. Les études réalisées pour le calcul du débit au travers d'un déversoir latéral remontent au début du siècle. [De Marchi; 1934], [Ackers; 1957] sont les premiers à avoir fourni des modèles simples pour le calcul du débit dérivé par les seuils latéraux. Ces modèles s'appliquent pour des seuils de faible longueur. Ces études ont été reprises et perfectionnées par [Smith; 1973] et [El-Khashab et al.; 1976] qui ont généralisé ces approches pour tout type de déversoir latéral. Les modèles simplifiés ont continué

néanmoins à être développés. On peut citer les travaux de Dominguez, de [Subramanya et al.; 1972], et de [Allen; 1957].

3.5.1 Fondement théorique

On se propose dans ce paragraphe de fournir les bases théoriques permettant de calculer le volume d'eau rejeté par un déversoir latéral. On décrira deux modèles simplifiés pouvant être utilisés pour un calcul rapide du débit déversé et un modèle complet qui sera à utiliser pour une étude précise du débit déversé.

3.6 Modélisation simplifiée

La formule générale pour le calcul du débit déversé par un déversoir latéral est identique à celle du déversoir frontal :

$$Q = C_d \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

La valeur de la charge h prise en compte dans cette équation varie suivant les auteurs. Ça peut être la charge en amont ou en aval du déversoir ou la moyenne des deux. Le coefficient de débit C_d varie en fonction de la vitesse, de la hauteur de la crête du déversoir, du rapport du débit déversé avec le débit dans le canal principal [Hager; 1987]. Dans le cadre de ce travail on va s'intéresser à deux méthodes simplifiées, la méthode de Dominguez (1945) et la méthode de Allen (1956).

3.6.1 Méthode de Dominguez

Dominguez (1945) a proposé une méthode simple pour le calcul du débit déversé au travers d'un déversoir latéral, [Carlier; 1986] :

$$Q = \varphi \cdot m \cdot L \sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

L : c'est la longueur du déversoir dans le sens de l'écoulement

Le coefficient m dépend des caractéristiques géométriques du déversoir. Il peut être pris égal aux valeurs données dans le Tableau I.

Tableau I

Valeurs du coefficient m

Crête moyenne (m)	0.10	0.15	0.20	0.30	0.50	0.70
$\frac{h_0 + h_1}{2}$						
Crête mince, nappe libre	0.370	0.360	0.355	0.350	0.350	0.350
Crête épaisse et arrondie	0.315	0.320	0.320	0.325	0.325	0.330
Crête épaisse à arrête vives	0.270	0.270	0.273	0.275	0.276	0.280

[Carlier; 1986]

La détermination du coefficient ϕ nécessite la connaissance des caractéristiques de l'écoulement. Pour cela on introduit un coefficient k qui s'exprime par:

$$k = \frac{h_0}{h_1}$$

h_0 : Charge à l'amont du déversoir

h_1 : Charge à l'aval du déversoir

- $k < 1$, le régime d'écoulement est fluvial

- $k > 1$, le régime d'écoulement est torrentiel

Le Tableau II donne les valeurs de φ pour l'écoulement fluvial (φ_1) et pour l'écoulement torrentiel (φ_0) en fonction de k .

Tableau II
Valeur des coefficients

Régime fluvial $k (= \frac{h_0}{h_1}) < 1$	Régime torrentiel $k (= \frac{h_0}{h_1}) > 1$	φ_1 ou φ_0
0	∞	0.400
0.05	20	0.417
0.1	10	0.443
0.2	5	0.491
0.3	3.33	0.543
0.4	2.50	0.598
0.5	2	0.659
0.6	1.67	0.722
0.7	1.43	0.784
0.8	1.25	0.856
0.9	1.11	0.924
1	1	1

[Carlier; 1986]

Lorsque le régime d'écoulement est torrentiel, l'écoulement au travers du déversoir est conditionné par l'amont et lorsque l'écoulement dans la conduite principal est fluvial alors le déversement est conditionné par l'aval.

3.6.1.1 Algorithme de résolution du modèle de Dominguez

On se sert des caractéristiques géométriques et physiques de la conduite et du déversoir ainsi que du débit amont, pour déterminer le régime de l'écoulement (fluvial ou torrentiel). On commence le calcul en faisant une hypothèse sur le débit en aval du déversoir. On détermine la charge en aval à l'aide de l'équation de Manning, ensuite on détermine le débit déversé par la formule de Dominguez. On vérifie si le débit en amont est égal à la somme du débit aval supposé et le débit déversé calculé. On réitère ces calculs jusqu'à convergence des deux valeurs de débit.

La Figure 17 représente l'organigramme de calculs du débit déversé pour le modèle de Dominguez où Q_a =débit amont Q_{av} =débit aval Q_d =débit déversé

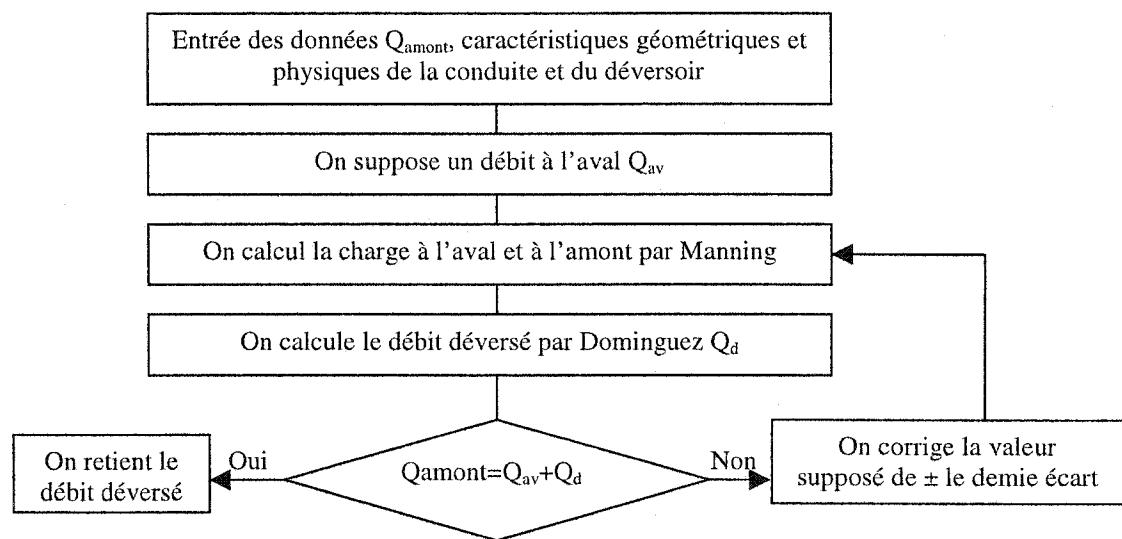


Figure 17 Organigramme de résolution du modèle de Dominguez

3.6.2 Méthode de Allen (1956)

C'est une méthode simple qui suppose l'écoulement systématiquement torrentiel. Cette méthode appliquée à un déversoir latéral dans une conduite circulaire ne demande que la

connaissance du débit à l'amont du déversoir, [Allen; 1957]. La formule générale est donnée par :

$$\frac{Q_e}{Q_p} = .22 \left(\frac{L}{D} \right)^{\frac{2}{3}} * \frac{\left[\frac{Q}{Q_p} - 1.6549 \left(\frac{C}{D} \right)^{1.9766} \right]}{1.4305 \left(\frac{C}{D} \right)^{3.756}}$$

Q : est le débit amont

Q_e : est le débit déversé

Q_p : est le débit dans la conduite pleine

L : est la longueur du déversoir dans le sens de l'écoulement

D : est le diamètre de la conduite

C : est la hauteur du seuil

3.7 Modélisation complète

La modélisation hydraulique de l'écoulement à travers un déversoir latéral se fait soit par le théorème de conservation de l'énergie de Bernoulli, soit par le théorème de la conservation de la quantité de mouvement.

Les hypothèses suivantes sont prises en considération :

- 1 La variation de la ligne d'eau le long du seuil est fonction de la perte d'énergie par frottement, de la pesanteur et du débit déversé.
- 2 La composante longitudinale de la vitesse du flux déversé est supposée égale à la vitesse moyenne de l'écoulement dans la conduite principale.
- 3 La pression dans la conduite principale est considérée hydrostatique.

4 Le débit déversé par le seuil latéral est estimé par la formule classique

$$\frac{dQ}{dx} = C_d \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

L'allure de l'écoulement au-dessus d'un seuil latéral est donnée sur la Figure 18

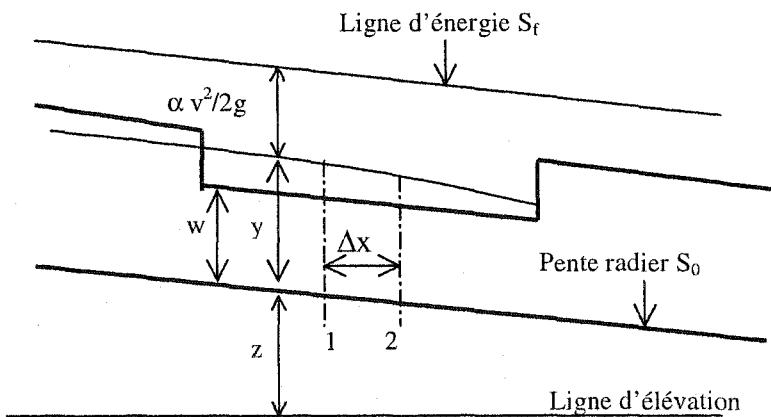


Figure 18 Écoulement au-dessus d'un seuil latéral

La quantité d'énergie de l'écoulement au niveau du seuil s'exprime d'après Bernoulli :

$$H = z + y + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

Or $Q = V \cdot A$ avec A section de la conduite donc :

$$H = z + y + \alpha \frac{Q^2}{2gA^2}$$

La variation de l'énergie spécifique entre deux sections 1 et 2 espacées d'une distance infinitésimale dx est donnée par l'équation :

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{dy}{dx} + \frac{\alpha}{2g} \left(\frac{2Q}{A^2} \frac{dQ}{dx} - \frac{2Q^2}{A^3} \frac{dA}{dx} \right)$$

On retrouve dans cette équation d'après les hypothèses que l'on a formulées :

La ligne d'énergie $\frac{dH}{dx} = -S_f$

La pente de la conduite $S_0 = -\frac{dz}{dx}$

De plus, la variation de la section mouillée A dans le sens de l'écoulement, est exprimée

par : $\frac{dA}{dx} = \frac{dA}{dy} \cdot \frac{dy}{dx} = B \cdot \frac{dy}{dx}$

B : largeur au miroir (m)

La variation de la ligne d'eau le long du seuil peut ainsi s'exprimer :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \alpha \frac{Q}{gA^2} \cdot \frac{dQ}{dx}}{1 - \alpha \frac{Q^2 B}{gA^3}}$$

Le coefficient de répartition des vitesses α est généralement pris égale à l'unité (1).

Le calcul du débit déversé à chaque pas d'espace le long du déversoir latéral peut être réalisé à l'aide de la formule de Marchi pour les seuils latéraux en conduites rectangulaires et par la formule de [Uyumaz; 1989] pour les conduites circulaires :

$$\frac{dQ}{dx} = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

Le coefficient de débit dépend du nombre de Froude de l'écoulement dans la conduite principale. Le Nombre de Froude s'exprime :

$$Fr = \sqrt{Q^2 \cdot B / g \cdot A^3}$$

Tableau III

Expression du coefficient de débit de De Marchi et de A.Uyumaz.

Froude	Coefficient de De Marchi	Coefficient de Uyumaz
$Fr < 0,6$	$C_d = 0,611 \sqrt{1 - \frac{3Fr^2}{Fr^2 + 2}}$	$C_d = 1,5 \left[0,21 + 0,094 \sqrt{1,75 \frac{L}{D} - 1} + \left(0,22 - 0,08 \sqrt{1,68 \frac{L}{D} - 1} \right) \cdot \sqrt{1 - Fr} \right]$
$0,6 < Fr < 1$	$C_d = 0,45 - 0,06(Fr - 0,6)$	
$1 < Fr < 1,8$	$C_d = 0,95 \sqrt{2 - \frac{3Fr^2}{Fr^2 + 2}}$	$C_d = 1,5 \left[- \left(0,046 + 0,0054 \sqrt{1,67 \frac{L}{D} - 1} \right) Fr + 0,24 + 0,021 \sqrt{1 + 35,3 \frac{L}{D}} \right]$
$1,8 < Fr$	$C_d = 0,362 - 0,018(Fr - 1,8)$	

Le calcul de la surface mouillée pour un canal rectangulaire ne pose aucun problème. En revanche ce calcul est rendu beaucoup plus complexe dans le cas d'un canal circulaire.

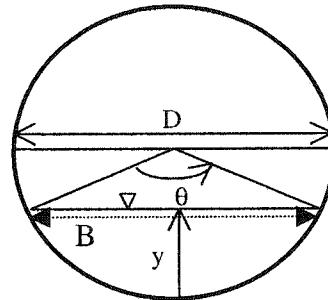


Figure 19 Caractéristique géométrique d'une conduite circulaire

La surface mouillée A est donnée par :

$$A = R^2 ar \cos\left(1 - \frac{y}{R}\right) - (R - y) \sqrt{2Ry - y^2}$$

A peut être calculé en fonction du rayon R et de l'angle au centre θ

$$A = \frac{R^2}{2}(\theta - \sin \theta)$$

Le périmètre mouillé P s'exprime par :

$$P = R * \theta$$

La largeur au miroir se calcule soit par l'angle au milieu $B = 2R \sin(\frac{\theta}{2})$, soit par la hauteur d'eau dans la conduite $B = 2\sqrt{2Ry - y^2}$

3.7.1 Algorithme de résolution du modèle complet

L'équation différentielle de la ligne d'eau au-dessus du seuil latéral peut être résolue par différences finies. Cette équation peut être mise sous la forme :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - S_f - \frac{Q}{gA^2} \cdot \frac{\Delta Q}{\Delta x}}{1 - \frac{Q^2 B}{gA^3}}$$

La résolution de cette équation se fait par différences finies. Elle suppose la connaissance des caractéristiques physiques et géométriques de la conduite ainsi que du débit en amont. On connaît le débit en amont, la pente et le coefficient de rugosité de la conduite. On peut calculer la profondeur de l'eau y par la formule de Manning. À partir de la profondeur y on calcule la largeur au miroir et par la suite le nombre de Froude. Si le nombre de Froude est supérieur à l'unité, l'écoulement est torrentiel et il est commandé par la hauteur amont. Dans le cas contraire l'écoulement est fluvial et il sera commandé par la hauteur aval. Le cas où ce nombre est égal à l'unité indique un régime critique qui sort de notre étude.

La connaissance de y et du coefficient de débit nous permet de calculer le débit déversé à travers une longueur Δx infiniment petite par l'utilisation de la formule générale

$$\frac{\Delta Q}{\Delta x} = C_d \sqrt{2g(y - W)^{\frac{3}{2}}}.$$

W : La hauteur du seuil

La solution de ce système porte sur deux cas :

- Écoulement torrentiel

On subdivise le déversoir en n tronçons de longueurs Δx . On suppose une valeur y pour la hauteur d'eau à l'extrémité aval du tronçon de longueur Δx , connaissant la profondeur en amont on calcule les valeurs moyennes de la profondeur, de la surface mouillée, du périmètre mouillé et la perte de charge par frottement. On calcule Δy à partir de l'équation générale $\Delta y/\Delta x$ et on en déduit y calculé. On compare la profondeur calculée avec la profondeur supposée. On réitère ces calculs jusqu'à convergence de la méthode. Finalement le débit dérivé est la somme de tous les débits déversés ΔQ le long du déversoir.

- Écoulement fluvial

On suppose un débit à l'aval et on calcule comme précédemment les valeurs de y . On remonte le calcul le long du déversoir et on calcule ΔQ déversé. On compare le débit Q à l'amont avec la somme du débit supposé à l'aval et du débit déversé calculé. On réitère ces calculs jusqu'à convergence de ces deux valeurs de débit. La Figure 20 représente l'organigramme de calcul pour un écoulement fluvial.

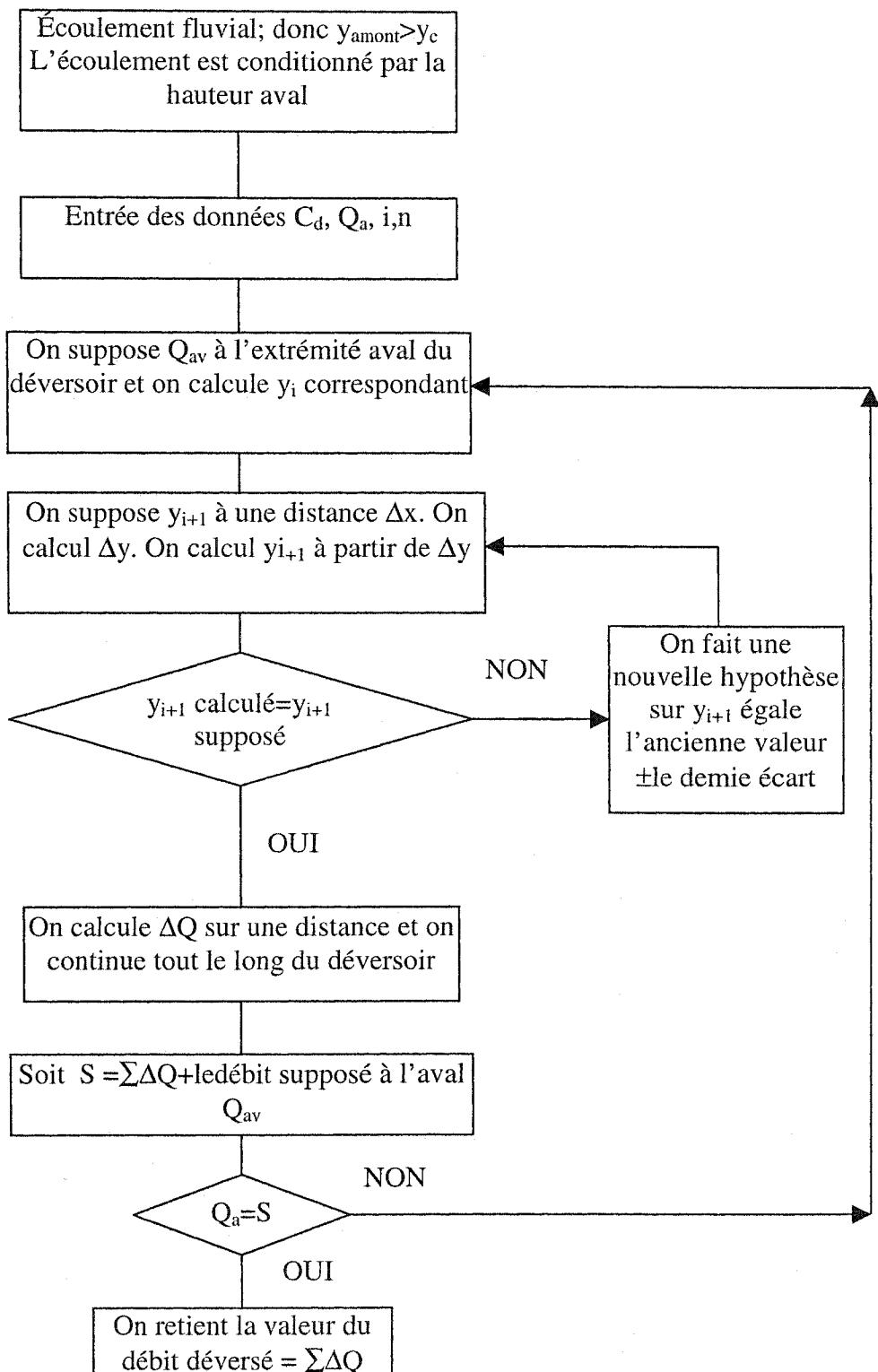


Figure 20 Organigramme de résolution du modèle complet pour un écoulement fluvial.

Dans le cas d'un écoulement torrentiel la hauteur aval est remplacée par la hauteur amont et la vérification se fait sur les hauteurs seulement.

3.8 Bilan massique

3.8.1 Introduction

En temps de pluie les polluants sont démobilisés et ils sont mélangés avec l'eau de ruissellement. Dans le réseau combiné, l'eau de ruissellement se mélange avec l'eau usée. Ce mélange est intercepté et acheminé vers la station d'épuration selon une politique donnée. Les décisions prises sont d'ordre humain ou automatique. Dans les deux cas, ces ordres seront traduits par des consignes au niveau des ouvertures et de fermetures des vannes, la modification des hauteurs des seuils (pour les déversoirs à seuil variable) et la mise en fonctionnement des stations de pompes. Le pas de temps de changement des ordres et les consignes en conséquence est de l'ordre de 5 minutes. Le débit est supposé constant durant ce pas de temps.

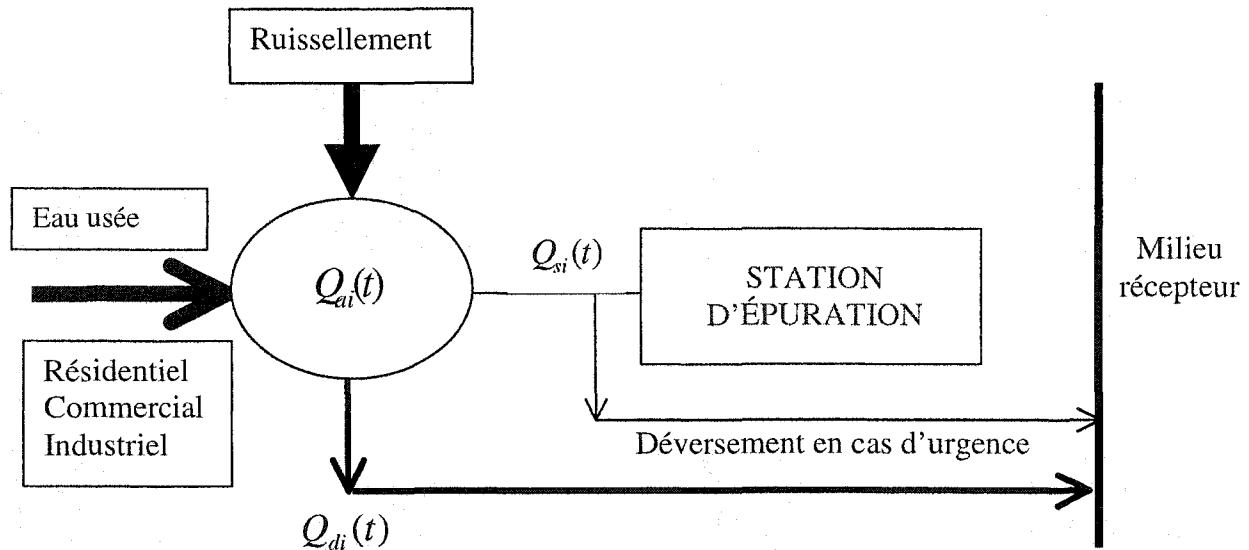


Figure 21 Diagramme du cycle d'eau dans un réseau unitaire

3.8.2 Hydrogramme déversé à travers un organe de régulation

Soient :

- $Q_{ai}(t)$ le débit qui arrive à un ouvrage de régulation
- i l'indice attaché à la localisation de l'ouvrage
- $Q_{si}(t)$ le débit dérivé vers la station d'épuration

Le débit $Q_{di}(t)$ déversé est lié à ces deux débits en tout temps par la relation suivante :

$$Q_{di}(t) = Q_{ai}(t) - Q_{si}(t)$$

La Figure 22 représente l'hydrogramme déversé

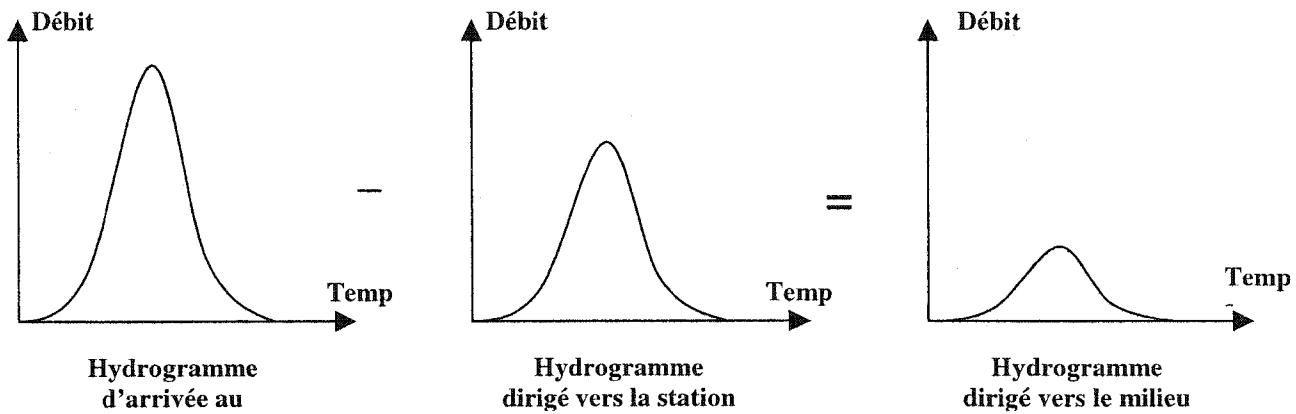


Figure 22 Hydrogramme déversé en fonction de l'hydrogramme d'arrivée et l'hydrogramme dérivé à la station d'épuration

3.8.3 Débit massique déversé

Le débit massique déversé à un instant donné est défini comme étant le produit du débit volumique multiplié par la concentration correspondant au même instant t

$$m_i(t) = Cd_i(t)Qd_i(t)$$

$m_i(t)$ est le débit massique au temps $t(kg/s)$

$Cd_i(t)$ est la concentration en polluant au temps $t(kg/m^3)$

$Qd_i(t)$ est le débit volumétrique de l'ouvrage de régulation i au temps $t(m^3/s)$

3.8.4 Bilan massique déversé

En supposant que la répartition des polluants dans une section donnée est uniforme, le débit massique sera constant sur un pas de temps Δt relativement court. Le bilan massique déversé M_d sera donné par :

$$M_{di} = \sum_{t=t_0}^{t=t_1} m_i(t) * \Delta t = \sum_{t=t_0}^{t=t_1} Cd_i(t)Qd_i(t)\Delta t$$

M_{di} est la masse déversée au niveau d'un régulateur i en kg

$$M_d = \sum_{i=1}^{i=n} M_{di}$$

M_d est la masse totale du polluant déversé durant l'épisode en kg

Une discréétisation des débits et des concentrations sur un pas de temps Δt de durée convenable permet de trouver le bilan massique le plus précis.

CHAPITRE 4

VALIDATION EN LABORATOIRE DU MODÈLE POUR LE SEUIL LATÉRAL

Afin de vérifier la validité des modèles dans le chapitre 3, il a été décidé de réaliser des essais en laboratoire. À cet effet un prototype de déversoir latéral a été implanté sur une conduite circulaire. Un plan d'expérience a été réalisé pour récolter les données utiles. Les données ont été employées pour déterminer le coefficient de Manning de la conduite. Le calcul théorique du débit déversé a été réalisé et comparé au débit mesuré.

4.1 Objectif de l'essai

Au cours des chapitres précédents, est ressortie l'importance de savoir déterminer de façon théorique le débit amené au milieu naturel par un déversoir d'orage. Pour résumer, la modélisation théorique des organes de régulation peut servir à anticiper d'éventuels déversements, à faire des simulations de déversements pour des études d'impacts, à optimiser le fonctionnement des organes de régulation. La modélisation théorique des organes de régulation joue un rôle essentiel dans la protection de l'environnement et des personnes.

Avant de pouvoir utiliser un quelconque modèle théorique, il est impératif de réaliser sa validation expérimentale. On vérifie que le modèle théorique décrit de façon réaliste le fonctionnement de l'organe de régulation. Cette vérification peut se faire sur le site en condition de fonctionnement réel, ce qui paraît être la meilleure solution. À défaut, on la réalise en laboratoire sur un prototype.

La description complète d'un modèle permettant de représenter le fonctionnement hydraulique d'un déversoir latéral a été élaborée dans le chapitre précédent. Notre

objectif consiste désormais à valider ce modèle par des essais. Pour ce faire, la validation du modèle a été réalisée, pour des raisons pratiques, en laboratoire.

4.2 Description de l'essai

Le laboratoire disposait déjà d'une conduite circulaire de 13,3 m de long et 0.203 m de diamètres. Il ne restait donc plus qu'à réaliser le seuil latéral. On décida de faire réaliser un seuil mince latéral sur un tronçon intercalé dans la conduite. La description du seuil et de l'installation est donnée dans les paragraphes suivants.

4.2.1 Le seuil latéral

Le seuil a été découpé dans un tronçon de conduite circulaire. La Figure 23 donne les dimensions géométriques du seuil.

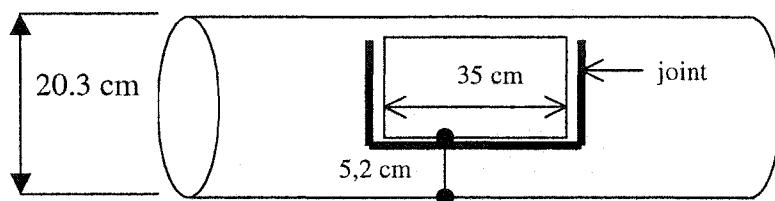


Figure 23 Description du seuil latéral

Le seuil a une longueur fixe de 35 cm et une hauteur minimale de 5.2 cm. Le seuil est ajustable en hauteur. Des joints ont été disposés sur les deux faces latérales et sur la partie inférieure du seuil. On peut fixer sur ces joints des plaques en tôles galvanisées qui permettent de rehausser la hauteur du seuil. On peut ainsi faire varier la hauteur du seuil de 5.2 cm à 15 cm. La crête du seuil présente un angle d'ouverture importante. Son fonctionnement n'est pas exactement celui d'un seuil à crête mince néanmoins il s'en rapproche fortement.

4.2.2 Le banc d'essai

L'installation qui nous a permis de réaliser les essais est schématisée sur la Figure 24.

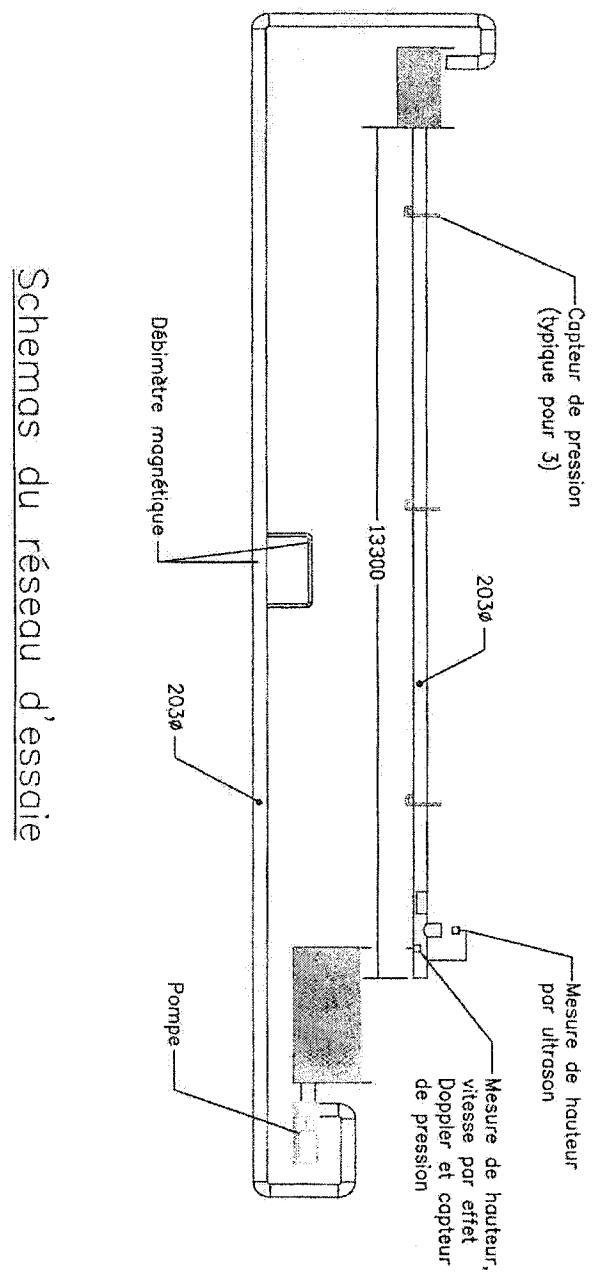


Figure 24 Banc d'essai pour le déversoir latéral

Le banc d'essai pour l'expérimentation du déversoir latéral est constitué des éléments suivants :

1. Une conduite de plexiglas de 13,3 m de longueur et de 203 mm de diamètre dont la pente peut être réglée à l'aide d'un vérin hydraulique.
2. Le déversoir latéral de 35cm de longueur et de 52 mm de hauteur.
3. Une pompe permettant d'assurer un débit pouvant aller jusqu'à 60 l/s.
4. Deux vannes papillons permettent de réguler le débit. Une des vannes est installée sur un tuyau de 2 pouces est permet un réglage fin du débit. L'autre est située sur un tuyau de 203 mm de diamètre et permet d'atteindre les grands débits.
5. Un bac de réception muni d'un compartiment permettant de décharger l'écoulement des eaux déversées d'une capacité de $1,7 \text{ m}^3$.
6. Un bac de stabilisation des eaux constitué de deux compartiments séparés par une paroi perforée servant à stabiliser l'écoulement avant son entrée dans la conduite.
7. Le bac de stabilisation est alimenté par une conduite de 203 mm pouces.

L'installation ne permet pas de réaliser un écoulement fluvial au niveau du seuil. Le trajet de l'écoulement au travers de l'installation peut se décrire comme suit :

L'eau est premièrement pompée dans le bac de réception à l'aide d'un tuyau d'aspiration en polychlorure de vinyle de 203 mm de diamètre, elle est ensuite refoulée par un autre tuyau de 203 mm de diamètres et conduit dans le bac de stabilisation. L'eau stabilisée s'écoule dans la conduite en plexiglas jusqu'à atteindre le tronçon de conduite de dérivation. L'écoulement se sépare alors en deux parties mais il est récupéré par le même bac. L'eau utilisée est combinée avec de la cendre volante pour simuler les matières en suspension dans le système d'égout. Elle entre également dans la mesure des débits.

4.2.3 L'instrumentation

Le choix des capteurs a été déterminé en fonction des paramètres à mesurer. La liste des paramètres à mesurer est la suivante :

- La hauteur d'eau à l'amont du seuil
- La hauteur d'eau à l'aval du seuil
- Le débit avant la conduite de dérivation
- Le débit après la conduite de dérivation
- La pente de la conduite

Au niveau de la branche de dérivation l'écoulement se sépare en deux parties. Il serait apprécié de pouvoir mesurer le débit transité par chacune des branches. La configuration de l'installation ne permet pas cette mesure. En effet comme on l'a fait remarquer précédemment, l'eau des deux branches se déverse dans le même bac. C'est pourquoi une seule mesure de débit sera réalisée à l'aval sur la conduite principale. Le débit déversé sera déduit de la loi de conservation des débits. Le débit déversé latéralement sera la différence entre le débit pompé et le débit frontal.

Les profondeurs de l'eau à l'amont et à l'aval du déversoir étaient mesurées par une règle fine d'acier graduée en millimètre afin de ne pas créer un phénomène d'obstacle dans l'écoulement. La Figure 25 montre l'instrumentation du banc d'essai.

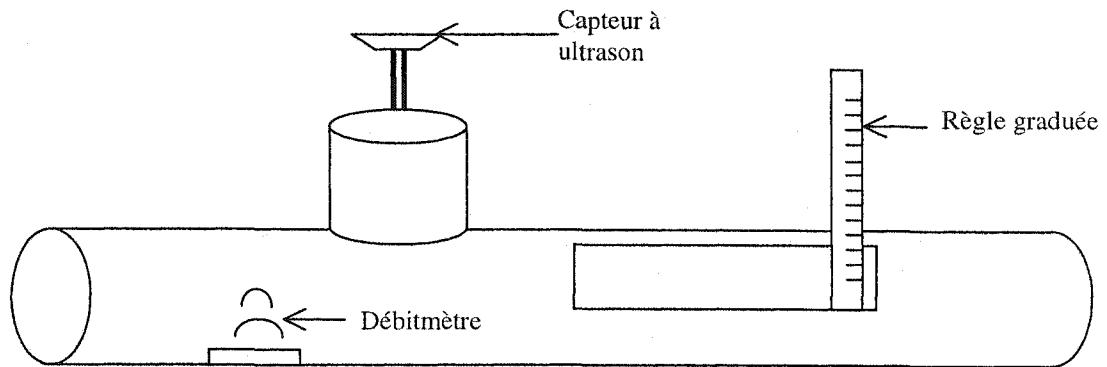


Figure 25 Instrumentation du banc d'essai

L'instrumentation mise en place est la suivante :

La mesure du débit amont se fait à l'aide de deux débitmètres installés sur la conduite d'alimentation en eau du prototype. L'un est situé au niveau de la vanne de réglage des petits débits et l'autre est situé près de la vanne de réglage des gros débits. Les débitmètres utilisés sont des capteurs électromagnétiques à affichage numérique pour les conduites en charges. La mesure de la hauteur d'eau à l'amont du seuil se fait à l'aide d'une règle graduée en millimètre. La règle est située sur l'axe de la conduite et la mesure de la hauteur d'eau est indirecte. On mesure le niveau de la surface de l'eau par rapport au haut de la conduite. Il ne reste qu'à retrancher à cette mesure la valeur du diamètre pour trouver la hauteur d'eau. L'erreur commise sur la mesure ne dépasse pas 1,5 mm. Le banc d'essai dispose également d'un seuil calibré triangulaire, installé à l'exutoire de la conduite, pour mesurer les faibles débits. Le seuil modifie les conditions d'écoulement dans la conduite d'essai. Il ralentit la vitesse de l'écoulement et permet de créer les conditions d'un écoulement fluvial à l'amont du seuil latéral. Sans l'utilisation du seuil triangulaire, l'installation ne permet pas d'obtenir un écoulement fluvial au niveau du seuil latéral.

L'installation dispose également d'un capteur ultrasonique pour la mesure des hauteurs d'eau situé à l'aval du déversoir. On dispose également d'un capteur pressiométrique associé à un capteur de vitesse à effet Doppler pour effectuer des mesures de débit en continu. Une description détaillée sera donnée dans les paragraphes suivants.

4.2.3.1 Capteur ultrasonore aérien en collecteur circulaire pour la mesure des hauteurs d'eau

Il consiste à déterminer le temps mis pour parcourir la distance aller-retour entre le capteur et l'interface eau-air par une onde émise par le capteur et réfléchie par l'interface. Le capteur aérien est fixé au-dessus de l'écoulement (voir Figure 26). Il émet régulièrement des ondes ultrasonores perpendiculaires à la surface de l'eau. À la rencontre de l'interface eau-air une partie des ondes est réfléchie vers le capteur. Ce capteur fonctionnera alors en réception et permet ainsi le mesurage du temps de parcours aller-retour de l'onde.

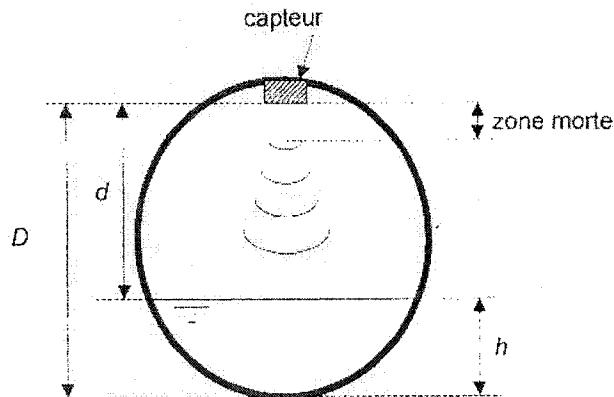


Figure 26 Capteur ultrasonore aérien
Source [Bertrand-Krajewski et al.; 2000]

La distance **d** séparant le capteur de la surface de l'eau est donnée par la multiplication de la célérité **Cr** du son dans l'air par le demi-temps de parcours aller-retour **tr**.

Soit $d = Cr * tr / 2$.

La hauteur h de l'eau dans le canal est liée à la distance d (distance entre le capteur et l'interface) et à D (la distance du fond du canal au capteur) par la relation suivante :

$$h = D - d$$

$$h = D - Cr * tr/2$$

La célérité des ultrasons dans l'air dépend principalement de la température θ ($^{\circ}\text{C}$), pour une température de 20 degrés, $C_{\text{air}} = 343.53$ m/s. D'une façon générale, la célérité est exprimée en fonction de la température par la relation suivante : $C_{\text{air}} = 331.6 * \sqrt{1 + \frac{\theta}{273}}$

Les capteurs à ultrasons aériens sont fiables, leur incertitude est de l'ordre de 0.2% à 0.3% de la distance mesurée. L'incertitude de la mesure en réseau d'assainissement est toujours supérieure à 6 mm.

4.2.3.2 Le capteur pressiométrique

La mesure de la pression hydrostatique d'une colonne d'eau est réalisée au moyen d'un capteur de pression immergé. Le capteur est composé d'une membrane souple qui se déforme sous le poids de l'eau. Cette déformation est transférée sur un cristal piezo-électrique qui se déforme et induit une charge électrique sur la face inférieure du capteur ($Qp2$). Cette charge électrique est reliée à la pression de l'eau appliquée par la relation suivante : $Qp2 = Kp2 * P(\text{N/m}^2) * S(\text{m}^2)$

Avec : $Kp2$: Une constante piézo-électrique du matériau

P : La pression de l'eau

S : La surface du transducteur soumise à la pression

4.2.3.3 Instrument de mesure de la vitesse par effet Doppler

En admettant comme hypothèse que des particules en suspension ou des bulles d'air injectées dans le courant, se déplacent à la même vitesse que le courant, nous pouvons alors conclure que connaître la vitesse des ces particules nous amène à connaître la vitesse de l'écoulement.

Le capteur fonctionne comme émetteur-récepteur par intermittence en envoyant des ondes sinusoïdales à la fréquence f et une réception avec une fréquence f' . Il est placé au fond du canal ou du collecteur face à l'écoulement. Pour connaître la vitesse des ces particules ou des ces bulles, un faisceau d'ondes ultrasonore de forme conique est envoyé à l'intérieur du courant. Soit β l'angle entre l'axe du faisceau avec l'axe de l'écoulement et δ l'angle au sommet du cône (Voir Figure 27).

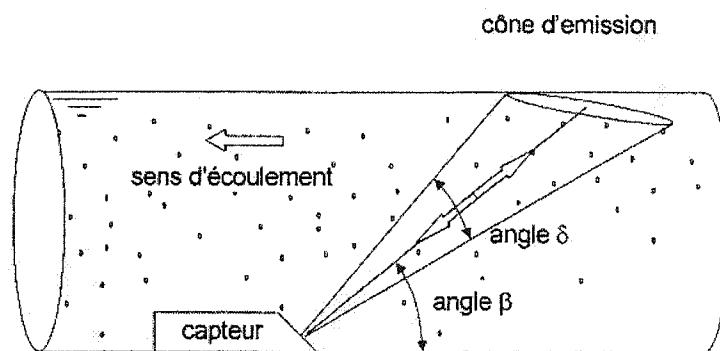


Figure 27 Cône d'émission des ultrasons
 Source [Bertrand-Krajewski, Laplace, Joannis and Chebbo; 2000]

Les ondes envoyées se réfléchissent sur les particules en suspension ou les bulles d'air transportées par l'écoulement.

L'effet Doppler consiste à calculer l'écart entre les fréquences envoyées et réfléchies par la relation $\Delta f = f - f'$. La vitesse de déplacement V_d est liée à Δf par la relation $V_d = C_0 * \Delta f / 2f \cos \beta$.

Avec : V_d : vitesse moyenne de l'eau dans le sens de l'écoulement (m/s)

C_0 : célérité du son dans l'eau (m/s)

Δf : écart entre la fréquence émise et la fréquence reçue (Hz)

f : fréquence d'émission des ultrasons (Hz)

β : angle des ultrasons émis par rapport à l'écoulement (rad)

Les sources d'incertitude sur la vitesse V_d sont principalement liées à C_0 , β , et Δf .

L'incertitude sur V_d (vitesse moyenne de l'eau dans le sens de l'écoulement) et U (vitesse moyenne) et soit $U = K * V_d$ où K est une constante qui varie entre 0.7 et 1. Le choix par défaut d'un coefficient médian de 0.85 entraîne une incertitude relative de 17.50% sur l'évaluation de la vitesse moyenne. Cet ordre de grandeur est obtenu par d'autres auteurs qui évaluent à 20% l'incertitude sur le débit. Le débitmètre et le capteur à ultrason sont branchés à une centrale d'acquisition qui nous permet de lire via un ordinateur les résultats en temps réels. La pente de la conduite est mesurée à l'aide d'un inclinomètre digital.

4.3 Le plan d'expérience

Le choix du plan d'expérience est une étape capitale dans la validation d'un modèle. Le plan d'expérience doit premièrement être en accord avec les objectifs de l'essai. Il doit permettre d'établir le nombre d'essais à réaliser ainsi que leur précision. Deux plans d'expériences ont été réalisés, un plan d'expérience pour le calcul du coefficient de

Manning et un plan d'expérience pour la validation du modèle théorique de calcul du débit déversé par le déversoir latéral.

4.3.1 Mesure du coefficient de Manning de la conduite

Avant de pouvoir réaliser tout calcul théorique de déversement il est indispensable de déterminer les caractéristiques hydrauliques de la conduite du prototype. La caractéristique qui nous intéresse plus particulièrement est la valeur du coefficient de Manning de la conduite en plexiglas du prototype. Notre but est de dégager un coefficient de Manning moyen. Le calcul du coefficient se fait pour une configuration à l'aide de la formule de Manning. On sait que le coefficient de Manning varie avec deux paramètres :

- la hauteur de l'eau dans la conduite
- la pente de la conduite.

Trois séries d'essai ont été conduites :

- Une première série a été conduite avec une pente fixe et un débit variable : Pente de la conduite est de 1,7/100 m/m. Neuf valeurs de débits seront choisies dans l'intervalle 7 à 25 l/s.
- La deuxième et la troisième série de mesures ont été conduites avec un débit fixe et une pente variable.

Pour la série 2 le débit dans la conduite principale sera d'environ 6 l/s.

Pour la série 3 le débit dans la conduite principale sera d'environ 25 l/s et les pentes choisies sont celles du Tableau IV.

Tableau IV

Pentes choisies pour les essais

Pentes série2	0.0098	0.0136	0.0227	0.0260	0.0293
Pentes série 3	0.0099	0.0136	0.0171	0.0204	0.0241

Les pentes ont été choisies pour balayer un spectre assez large. Une large gamme de débit est également présente. On pourra ainsi fixer une bonne valeur moyenne du coefficient de Manning.

4.3.2 Les essais sur le déversoir latéral

Les tests sur le déversoir latéral doivent nous permettre de valider la loi théorique pour le calcul du débit déversé. Il est nécessaire d'envisager diverses configurations pour vérifier la robustesse du modèle. La largeur du seuil est fixe, la variation de géométrie du seuil ne pourra se faire que sur la hauteur du seuil. Les deux autres variables sur lesquels on peut jouer sont le débit et la pente de la conduite. Le plan d'expérience choisi se divise en deux étapes :

- Une première étape va consister à étudier le débit déversé par le seuil dans le cas d'un régime fluvial. Cinq tests seront réalisés pour des débits dans les conduites principales variant de 3 à 8 l/s.

L'installation aura les caractéristiques suivantes :

Hauteur du seuil : 5,2 cm

Pente de la conduite : 2,1/1000 m/m

Cinq autres tests seront réalisés avec des débits variant dans les mêmes proportions et la configuration sera la suivante :

Hauteur du seuil : 5,9 cm

Pente de la conduite : 5,1/1000 m/m

- Une seconde étape consiste à étudier le débit déversé par le seuil dans le cas d'un régime torrentiel

Cinq tests seront réalisés pour des débits dans les conduites principales variant de 8 à 14l/s. L'installation aura les caractéristiques suivantes :

Hauteur du seuil : 5,2 cm

Pente de la conduite : 8,7/1000 m/m

Cinq autres tests seront réalisés avec des débits variant de 25 à 35 l/s. L'installation aura la configuration suivante :

Hauteur du seuil : 5,2 cm

Pente de la conduite : 8,7/1000 m/m

Les hauteurs de seuils ont été volontairement choisies faibles pour avoir un débit de déversement suffisant à mesurer.

4.4 Exploitation des résultats d'expérience

Les données expérimentales après avoir été recueillies doivent encore être exploitées. Le premier objectif est de déterminer la valeur du coefficient de Manning de la conduite.

Ensuite pour chaque essai de déversement on doit calculer le coefficient de débit. Finalement on procèdera au calcul du débit déversé et à sa comparaison avec le débit calculé.

4.4.1 Détermination expérimentale du coefficient de Manning de la conduite

Les expériences ont été menées suivant la procédure décrite dans le paragraphe précédent. Le coefficient de Manning a été calculé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{A}{Q} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

Avec n : Coefficient de Manning

 A : Surface mouillée

R_h : Rayon hydraulique

 S : Pente de la conduite m/m

On sait que la valeur du coefficient de Manning varie avec le niveau de remplissage dans la conduite. Il est possible moyennant la connaissance du coefficient de Manning pour un niveau donné de remonter au coefficient de Manning pour une conduite pleine. Des courbes de variations ont été établies par [Camp; 1946].

Les débits ont été fixés à l'aide des vannes de régulation. Après chaque changement de débit, une attente de 5 minutes est nécessaire pour régulariser et stabiliser l'écoulement. On peut ensuite procéder à la prise de mesure. Il est à noter que pour réaliser ces mesures le déversoir latéral a été fermé. Les résultats des essais dans le cas d'une pente fixe sont donnés dans le Tableau V.

Tableau V
Coefficient de Manning (Cas d'une pente fixe)

Hauteur (cm)	Débit (l/s)	Pente (radian)	n	n_p
4,1	7,1	0,0171	0,008	0,006
4,3	6,2	0,0171	0,008	0,006
4,77	9,7	0,0171	0,007	0,006
6,2	14	0,0171	0,008	0,006
6,8	17	0,0171	0,007	0,006
7,15	18,2	0,0171	0,007	0,006
7,7	21	0,0171	0,007	0,006
8,4	23,7	0,0171	0,007	0,006
8,8	25,2	0,0171	0,007	0,006

n coefficient de Manning

n_p coefficient de Manning pour la conduite pleine

Il est clair d'après les résultats de l'expérience que le coefficient de Manning varie avec la hauteur d'eau dans la conduite. Les valeurs trouvées sont comprises entre 0,007 et 0,008. Le rapport de la hauteur d'eau sur le diamètre varie faiblement. Donc il est normal de trouver que les valeurs du coefficient de Manning sont très proches. Le coefficient de Manning pour la conduite pleine se situe autour de 0,006. Cette valeur n'est autre que le moyen arithmétique des valeurs trouvées avec un très faible écart type.

D'après [Chow; 1959] on aurait pu s'attendre à des valeurs plus proche de 0,008 pour le plexiglas. Il est possible que les perturbations causées par le capteur pressiométrique créent une légère erreur dans la mesure de la hauteur ce qui se traduit automatiquement par une erreur dans le coefficient de Manning.

Tableau VI

Coefficient de Manning (Cas d'un débit fixe de 6,2 l/s)

Hauteur (cm)	Débit (l/s)	Pente (radian)	n	n_p
3,2	6,2	0,0293	0,007	0,006
3,4	6,2	0,0260	0,007	0,006
3,5	6,2	0,0227	0,007	0,006
4,2	6,2	0,0136	0,008	0,006
4,82	6,2	0,0098	0,009	0,006

Les résultats expérimentaux du Tableau VI sont établis à partir d'un débit fixe. La variation de la hauteur d'eau résulte de la variation de la pente. On remarque comme précédemment que le coefficient de Manning pour la conduite pleine se situe autour de 0,006. Pour les hauteurs d'eau présentes dans la conduite le coefficient de Manning était entre 0,007 et 0,009.

Tableau VII

Coefficient de Manning (Cas d'un débit fixe de 25,4 l/s)

Hauteur (cm)	Débit (l/s)	Pente (radian)	n	n_p
6,8	25,4	0,0241	0,006	0,006
7,3	25,4	0,0204	0,007	0,006
7,7	25,4	0,0171	0,007	0,006
8,4	25,4	0,0136	0,007	0,006
9,5	25,4	0,0099	0,008	0,006

Pour les forts débits le coefficient de Manning varie entre 0,006 et 0,008. Le coefficient de Manning pour la conduite pleine est toujours situé autour de 0,006. C'est une confirmation du résultat précédent.

Le choix du coefficient de Manning à utiliser lors des calculs du débit déversé dépend du niveau de remplissage des conduites. Les coefficients de Manning ont été volontairement calculés pour des conditions hydrauliques d'écoulement identiques à celles que l'on rencontrera pour le calcul du débit déversé. La moyenne des coefficients de Manning expérimental est de 0,007. Il sera donc logique d'utiliser cette valeur pour le calcul des débits déversés.

4.4.2 Détermination du coefficient de débit

Le coefficient de débit est un paramètre très important et très délicat à calculer. Il est très souvent une source majeure d'erreur dans le calcul du débit déversé. Le fonctionnement hydraulique du seuil se rapproche du fonctionnement hydraulique d'un seuil mince. Le coefficient de débit du seuil peut être estimé à l'aide de la formule de Uyumaz (voir Tableau III).

Le coefficient de débit est fonction du nombre de Froude dans la conduite. Le nombre de Froude dans la conduite varie le long du seuil. Le calcul d'un coefficient de débit moyen se fait en prenant la valeur moyenne des mesures des hauteurs en amont et en aval du déversoir. Les valeurs du coefficient de débit pour les différents essais sont données dans le Tableau VIII.

Tableau VIII

Coefficient de débit

	Hauteur amont (cm)	Hauteur aval (cm)	Hauteur moyenne (cm)	Débit (l/s)	Froude	Coefficient de débit
Seuil : 5,2 cm Pente : 0,0021	6,7	7,2	6,95	1,7	0,25	0,658
	7	7,6	7,3	2,5	0,33	0,650
	7,1	7,8	7,5	2,4	0,30	0,653
	7,7	8,4	8,7	3,5	0,38	0,645
	8,2	9,7	9	4,9	0,44	0,639
Seuil : 5,9 cm Pente : 0,0051	7,2	7,6	7,4	2,2	0,28	0,655
	7,4	7,9	7,7	3	0,36	0,647
	7,6	8,4	8	3,5	0,39	0,644
	8	8,7	8,4	4,1	0,42	0,641
	8,2	9	8,6	4,8	0,46	0,636
Seuil : 5,2 cm Pente : 0,0087	6,1	5,7	5,9	8,5	1,69	0,473
	6,5	5,9	6,2	10,2	1,84	0,460
	6,8	6,3	6,6	11,3	1,83	0,461
	7,2	6,6	6,9	12,8	1,88	0,457
	7,4	6,8	7,1	14,3	1,98	0,449
	10,3	8,7	9,5	25,5	2,02	0,446
	10,9	9,1	10	28	2,01	0,447
	11,4	9,5	10,45	29,7	1,93	0,453
	12,1	9,9	11	32,5	1,91	0,454
	12,7	10,2	11,45	35,5	1,94	0,453

Le débit choisi pour le calcul du coefficient de débit est soit le débit à l'amont du seuil soit le débit moyen. Le choix s'est fait en fonction du niveau de précision des mesures.

4.4.3 Calcul du débit déversé

Le calcul du débit déversé a été réalisé à l'aide du modèle complet de description des écoulements au travers d'un déversoir latéral. La méthode de résolution du modèle ainsi que le détail de l'ensemble des résultats pour les essais réalisés seront présentés ci-après.

4.4.3.1 Présentation d'un exemple de calcul

Il sera utile pour un des essais de présenter en détail :

- La procédure suivie pour résoudre l'équation complète du débit déversé
- La méthode de résolution d'un modèle
- Les détails de l'ensemble des résultats pour les essais réalisés

L'exemple découle d'un des essais réalisés. Il correspond au cas d'un écoulement fluvial. L'installation utilisera le seuil de 5,2 cm et la pente sera de 0,0033. Le débit à l'aval du déversoir sera de 1,1 l/s et le débit amont sera de 3,7 l/s.

Pour un écoulement fluvial la résolution se fait de l'aval vers l'amont. Il faut dans un premier temps discréteriser le problème. Le modèle complet de représentation de l'écoulement au travers d'un déversoir d'orage s'écrit dans sa forme discréétisée :

$$\frac{y_2 - y_1}{\Delta x} = \frac{S_0 - S_f - \frac{\bar{Q}}{gA^2} \cdot \frac{\Delta Q}{\Delta x}}{1 - \frac{\bar{Q}^2 \bar{B}}{gA^3}}$$

Avec : $\Delta Q = \frac{2}{3} C_w \cdot \sqrt{2g} \cdot (\bar{y} - h_s)^{\frac{3}{2}} \cdot \Delta x$ et $S_f = n^2 \cdot \bar{Q}^2 \cdot \frac{\bar{P}^{\frac{4}{3}}}{\bar{A}^{\frac{10}{3}}}$

La résolution dans le cas d'un écoulement fluvial se fait selon l'algorithme présenté au paragraphe 3.7.1. On a vu que l'écoulement ne pouvait être fluvial sans l'utilisation du seuil triangulaire. Le seuil ralentit l'écoulement ce qui permet la création du régime fluvial. Le calcul des hauteurs d'eau en amont et en aval du seuil ne peut plus se faire à partir de Manning. On est donc obligé de passer par une mesure de la hauteur aval pour calculer le débit déversé.

La hauteur de l'eau à l'aval du seuil pour ce débit sera notée dans ce cas y_1 . Le but est de trouver la hauteur de l'eau y_2 à un pas de distance Δx à l'amont. La hauteur y_2 va ensuite devenir notre nouvelle hauteur de référence y_1 . L'opération va se poursuivre jusqu'à atteindre la hauteur à l'amont du seuil. Ces opérations ont déjà été décrites de façon plus détaillée dans le Chapitre 3. Le modèle a été implanté sur le logiciel Excel. La tolérance sur l'estimation de y_2 est de 0.5mm. Le pas de discrétisation spatial est de 5 cm.

Tableau IX

Exemple de résolution

X_i (cm)	Y_i (cm)	\bar{y} (cm)	\bar{A} (cm²)	\bar{P} (cm)	S_f	ΔQ (l/s)	Q_i (l/s)
0	7,8						1,1
		7,78	114,2	27,1	0,00004	0,40	
5	7,76						1,5
		7,74	113,4	27	0,00008	0,39	
10	7,72						1,9
		7,70	112,5	26,9	0,00012	0,38	
15	7,68						2,3
		7,64	111,4	26,8	0,00017	0,37	
20	7,61						2,6
		7,60	110	26,7	0,00023	0,35	
25	7,53						3,0
		7,49	108,4	26,5	0,00030	0,33	

30	7,44						3,3
		7,39	106,4	26,3	0,00038	0,31	
35	7,33						3,6
						$\Sigma \Delta Q$	2,54

On voit que le modèle de résolution complet permet d'obtenir très simplement par programmation le débit déversé ainsi que la forme de la ligne d'eau. Dans le cas d'un écoulement torrentiel on aurait appliqué la même procédure avec une hypothèse sur le débit aval. La différence repose sur le fait que l'écoulement est sous influence amont. Le calcul doit alors partir de l'amont. On a appliqué cette méthodologie pour l'obtention du débit déversé dans le cas d'un écoulement torrentiel.

4.5 Résultats des essais

On présente les résultats des calculs théoriques faits sur la base des informations recueillies lors des essais. Deux sortes de calculs distincts seront présentées :

4.5.1 Écoulement fluvial

Le calcul du débit déversé dans le cas du régime fluvial est basé sur la mesure de la hauteur aval. Cette procédure est en contradiction avec la méthode générale basée sur une hypothèse de débit aval. On a procédé ainsi du fait que le régime fluvial a été créé par la présence du seuil triangulaire en bout de conduite (voir paragraphe 4.4.3.1).

Les mesures de hauteurs ont pu être recueillies précisément pour les faibles débits. Lorsque le débit dépassait les 4 l/s il devenait alors plus difficile de mesurer les hauteurs d'eau en raison d'une plus grande instabilité de l'écoulement. Les résultats de mesures et de calcul sont présentés dans le Tableau X.

Tableau X

Résultats des essais et calculs

	Hauteur amont (cm)	Hauteur amont calculée	Hauteur aval (cm)	Débit amont (l/s)	Débit aval (l/s)	$\Delta Q_{\text{mesuré}}$ (l/s)	$\Delta Q_{\text{calculé}}$ (l/s)	ϵ (%)
Seuil : 5,2 cm Pente : 0,0021	6,7	6,7	7,2	2,55	0,9	1,6	1,7	3
	7	7,2	7,6	3,7	1,3	2,4	2,2	10
	7,1	7,3	7,8	3,7	1,1	2,6	2,5	3
	7,7	7,6	8,4	5,4	1,6	3,8	3,3	12
	8,2	7,6	9,7	7,1	2,7	4,4	4,8	9
Seuil : 5,9 cm Pente : 0,0051	7,2	7,4	7,6	2,8	1,5	1,3	1,4	9
	7,4	7,6	7,9	3,9	2,1	1,8	1,7	7
	7,6	7,9	8,4	4,8	2,2	2,6	2,4	7
	8	8,1	8,7	5,7	2,5	3,2	2,8	12
	8,2	8,2	9	6,8	2,9	3,9	3,1	21

Le calcul du débit déversé en régime fluvial se rapproche du débit mesuré. L'erreur de calcul est généralement inférieure à 12% (Voir Figure 28).

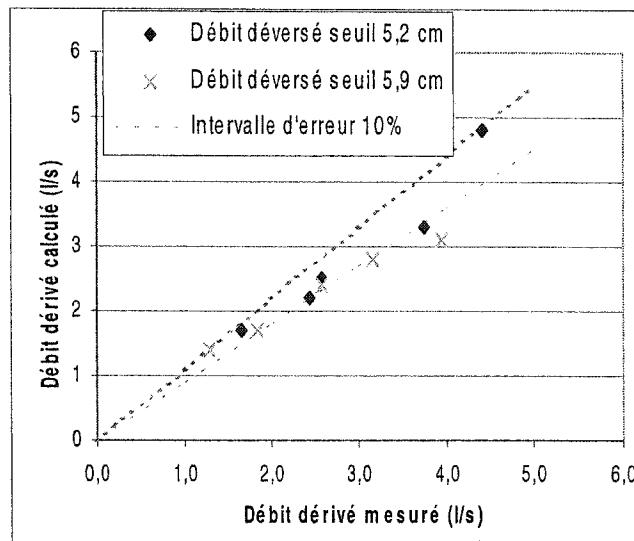


Figure 28 Débits calculés versus débits mesurés

On remarque que l'écart de mesure entre valeurs mesurées et calculées est généralement inférieur à 18 %. On a réalisé pour le seuil de 5,2 cm deux fois la même mesure pour le débit 3,7 l/s. On peut voir que pour un débit identique les erreurs de mesures sont différentes. On explique ce phénomène par le fait que les conditions ne sont peut être pas totalement identiques. En effet d'autres essais ont été réalisés entre ces deux mesures. On voit néanmoins que les résultats restent très proches et ne dépassent pas les 18% d'écart. La sensibilité du modèle aux erreurs de mesure reste acceptable.

Les écarts de résultats ont des origines diverses :

- Premièrement comme on l'a expliqué auparavant le seuil n'est pas tout à fait un seuil mince. L'angle d'ouverture de la crête étant important, le coefficient de débit employé n'est donc pas pleinement adapté au seuil en présence.
- Une autre source d'erreur provient de l'emploi du coefficient de débit. On s'est servi dans nos calculs d'un coefficient de débit calculé à partir de la moyenne des hauteurs d'eau au-dessus du seuil entre l'amont et l'aval. Il ressort des

études précédentes [Uyumaz et al.; 1985] que le calcul du coefficient de débit à partir d'une hauteur moyenne ne donne pas les meilleurs résultats. Il est préférable d'utiliser un coefficient de débit moyen calculé à partir de plusieurs valeurs de hauteurs intermédiaires.

- Une seconde source d'erreur provient des incertitudes de mesures sur les débits, les hauteurs, la pente et sur le coefficient de Manning.

On sait que pour de faibles hauteurs d'eau, le risque de formation d'une nappe adhérente est important [Carlier; 1986]. On a veillé lors des manipulations à ce qu'il ne se produise pas de nappes adhérentes. On ne peut cependant pas exclure le fait que l'écoulement pour de faibles hauteurs ne répond plus convenablement aux hypothèses de Uyumaz. La connaissance du débit déversé nous permet également de connaître l'évolution de la ligne d'eau. L'erreur sur le débit devra donc se retrouver sur les hauteurs d'eau. On donne sur la Figure 29 une représentation de la hauteur amont calculée versus la hauteur amont mesurée.

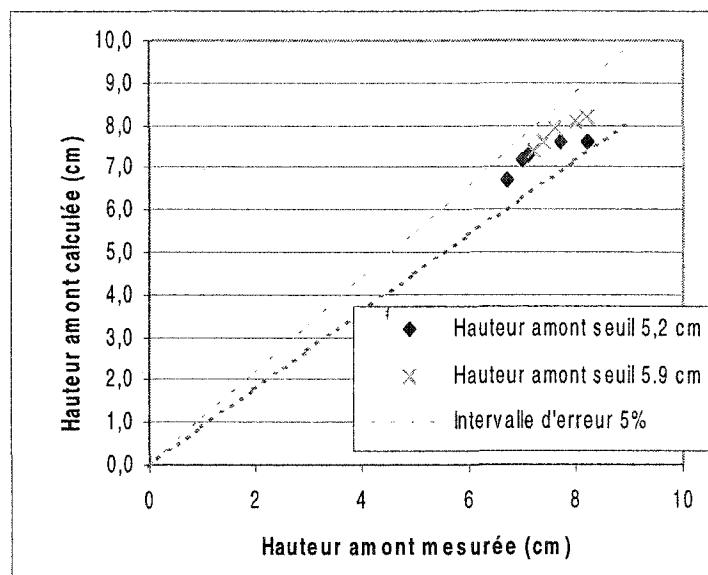


Figure 29 Hauteur amont calculée versus hauteur amont mesurée

On remarque que les incertitudes sur les hauteurs sont plus faibles que pour les débits. L'ensemble des résultats présente une erreur inférieure à 5%. L'erreur sur le calcul des hauteurs est inférieure à l'erreur sur le calcul des débits. Le modèle pour le calcul des hauteurs semble donc moins sensible aux erreurs de mesures et d'évaluation des paramètres. Cette affirmation demande néanmoins à être vérifiée par une étude de sensibilité spécifique.

4.5.2 Écoulement torrentiel

Les résultats des expériences menées pour le régime torrentiel sont présentés dans le Tableau XI.

Tableau XI

Résultats des essais et calculs

	Débit amont (l/s)	Hauteur Amont Calculée (cm)	Débit aval (l/s)	Hauteur aval Mesurée (cm)	Hauteur aval calculée (cm)	$\Delta Q_{\text{mesuré}}$ (l/s)	$\Delta Q_{\text{calculé}}$ (l/s)	ε (%)
Seuil : 5,2 cm Pente : 0,0087	8,5	5,8	8,3	5,7	5,6	0,25	0,31	32
	10,2	6,3	9,7	5,9	6	0,53	0,54	27
	11,3	6,7	10,5	6,3	6,3	0,80	0,74	13
	12,8	7,1	11,7	6,6	6,6	1,10	1,0	9
	14,3	7,5	13,0	6,8	6,9	1,30	1,20	0
	25,5	10,4	20,5	8,7	8,8	5	3,9	18
	28	11	22,1	9,1	9,2	5,9	4,9	17
	29,7	11,5	23,1	9,5	9,4	6,6	5,4	18
	32,5	12,1	25,1	9,9	9,7	7,3	6,1	16
	35,5	12,9	27,1	10,2	10,1	8,4	7	17

On remarque que les écarts entre les valeurs mesurées et les valeurs calculées pour le débit déversé sont dans la plupart des cas inférieurs ou égales à 18%. Les deux premières valeurs de débit déversé présentent un écart plus important que les suivantes. On peut expliquer cette différence par la faible hauteur d'eau au-dessus du seuil. La loi régissant le déversement pour les seuils minces à nappe libre ne s'applique généralement que pour une hauteur d'eau au-dessus du seuil supérieure à 2 fois l'épaisseur du seuil [Chocat; 1997]. L'épaisseur du seuil étant de 6mm, on en déduit que pour le premier essai le seuil ne se comporte plus comme un seuil à crête mince.

L'écart entre le débit calculé et le débit mesuré est présenté sur la Figure 30.

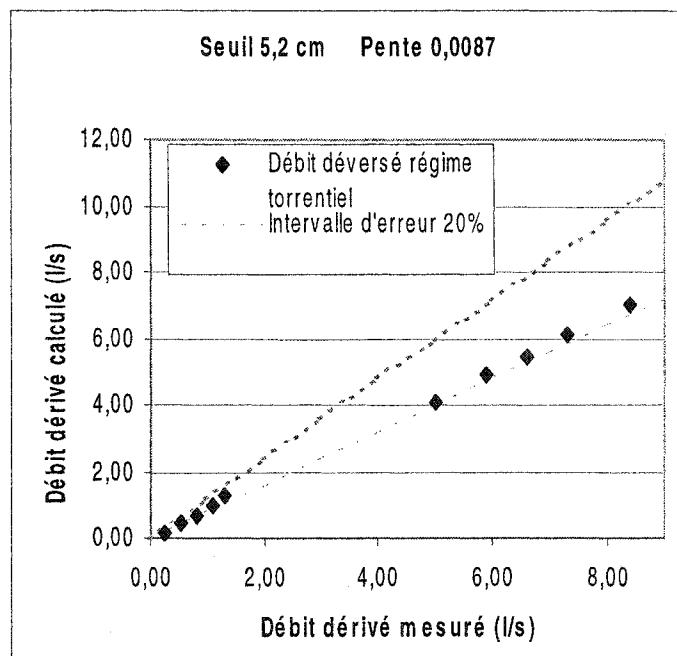


Figure 30 Débits calculés versus débits mesurés

Mis à part la première valeur, l'ensemble des valeurs de débits calculés est contenu dans l'intervalle d'erreur 20 %. Il existe différentes raisons qui font que l'on ne peut pas

réduire l'intervalle d'erreur. Ces causes sont principalement les mêmes que dans le cas du régime fluvial. On peut se reporter au paragraphe suivant sur l'analyse de sensibilité du modèle pour avoir des informations complémentaires. Il nous semble intéressant de voir les écarts entre valeurs mesurées et calculées pour les hauteurs d'eau. La Figure 31 présente ces écarts.

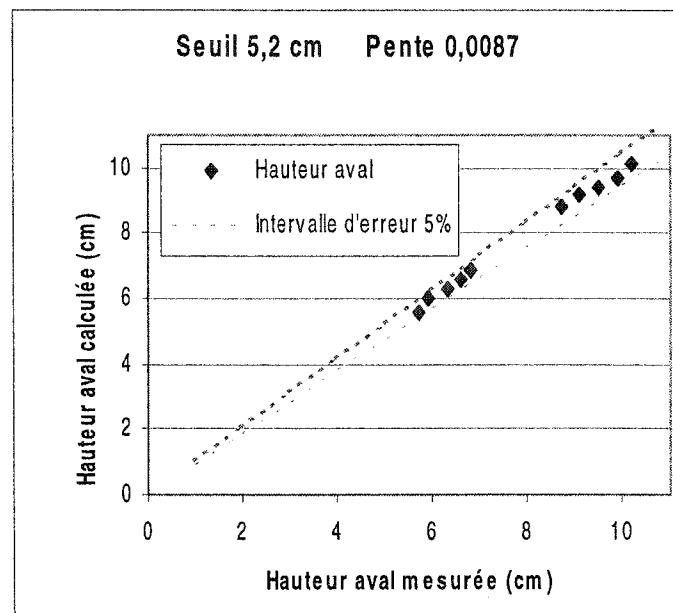


Figure 31 Hauteur calculée versus hauteur mesurée

On s'aperçoit que l'écart sur les hauteurs est faible puisque l'ensemble des mesures est compris dans un intervalle d'erreur de 5 %. Ces incertitudes sur les hauteurs se traduisent par des incertitudes sur les débits puisque les deux variables sont liées. L'incertitude sur le calcul des hauteurs est ainsi attribuable aux mêmes éléments que pour le débit.

4.6 Sensibilité du modèle

L'étude du modèle nous permet de faire les remarques suivantes en ce qui concerne sa sensibilité à la variation des paramètres. Pour une variation du coefficient de débit de 10%, le débit déversé varie dans le même ordre de grandeur. Ceci est un résultat logique puisque le débit déversé est directement proportionnel à la valeur du coefficient de débit. Le calcul du débit déversé se fait en général à partir de la connaissance du débit à l'amont du seuil. Une incertitude trop importante sur ce débit conduira à une erreur importante sur l'estimation du débit déversé puisque la hauteur est déduite du débit par Manning.

L'impact des autres paramètres (pente, coefficient de Manning, débit amont ou aval) sur la mesure du débit déversé est nettement moins important. Une variation de 10 % de la valeur de ces paramètres ou de ces variables entraînera une variation inférieure à 5% pour le débit déversé. Une erreur d'appréciation de ces paramètres a donc des conséquences minimes sur le résultat fourni par le modèle.

En conclusion on peut dire que la majeure partie de l'imprécision du modèle est contenue dans l'estimation du coefficient de débit et dans la précision de la mesure du débit. On a pu constater lors de nos expériences que pour certains essais la mesure de la hauteur d'eau était très délicate en raison de l'instabilité de l'écoulement. Une précision inférieure à 2mm sur ces mesures s'avère délicate. Par conséquent l'imprécision de certaines mesures de débit déversé résulte en grande partie de l'imprécision sur la mesure du débit amont.

4.7 Exploitation des résultats à l'aide du modèle simplifié

On a décidé de traiter les résultats à l'aide du modèle simplifié de Dominguez. On veut vérifier si son utilisation représente une alternative intéressante par rapport au modèle détaillé d'utilisation plus lourde.

Les paramètres à fixer pour le modèle de Dominguez sont les coefficients m et φ . Le coefficient m est fonction de la charge moyenne au-dessus du seuil et de la forme du seuil. Le coefficient φ dépend du rapport entre la charge amont et aval. Le coefficient m a été fixé pour un faible nombre de hauteurs [Carlier; 1986].

Aucune valeur directe n'existe pour les hauteurs rencontrées dans nos essais. On a donc choisi de prendre par défaut la valeur minimale existante qui est 0,37 pour la charge moyenne 0,10 m on suppose que l'erreur commise est faible puisque le coefficient m varie de 0,37 à 0,35 pour une charge moyenne variant de 0,1 à 0,7 m.

4.7.1 Débit calculé pour un écoulement fluvial par Dominguez

Le modèle simplifié de Dominguez a été appliqué à l'aide de nos mesures expérimentales. Les résultats sont présentés dans le Tableau XII.

Tableau XII

Débit déversé par la méthode de Dominguez en régime fluvial

	Hauteur amont (cm)	Hauteur aval (cm)	Coefficient <i>m</i>	Coefficient <i>φ</i>	$\Delta Q_{\text{mesuré}}$ (l/s)	$\Delta Q_{\text{calculé}}$ (l/s)	ϵ (%)
Seuil : 5,2 cm	6,7	7,2	0,37	0,824	1,6	1,3	19
	7	7,6	0,37	0,824	2,4	1,8	28
	7,1	7,8	0,37	0,806	2,6	1,9	24
Pente : 0,0021	7,7	8,4	0,37	0,843	3,8	2,8	26
	8,2	9,7	0,37	0,801	4,4	4,4	1
	7,2	7,6	0,37	0,831	1,3	1,1	18
	7,4	7,9	0,37	0,820	1,8	1,3	27
	7,6	8,4	0,37	0,772	2,6	1,7	32
Seuil : 5,9cm Pente : 0,0051	8	8,7	0,37	0,820	3,2	2,2	31
	8,2	9	0,37	0,814	3,9	2,5	35

On s'aperçoit que les écarts entre les valeurs mesurées et calculées sont assez importants puisqu'ils dépassent souvent les 30%. La précision du modèle de Dominguez dans le cas du régime fluvial semble peu fiable. Les causes de ce manque de précision ne reposent pas directement sur la formule de Dominguez.

On peut premièrement incriminer l'utilisation de la formule en dehors de sa plage de validité (charge > 10 cm au dessus du seuil) [Carlier; 1986]. Une autre raison est liée au manque de précision de certaines mesures en régime fluvial à cause des turbulences rencontrées dans l'écoulement. La hauteur est ici particulièrement visée. Les turbulences sont produites par la présence du capteur de débit qui représente un obstacle pour l'écoulement. L'écoulement au-dessus du seuil ne répond donc plus totalement aux hypothèses édictées par Dominguez.

La variation des écarts de débit déversée est présentée sur la Figure 32.

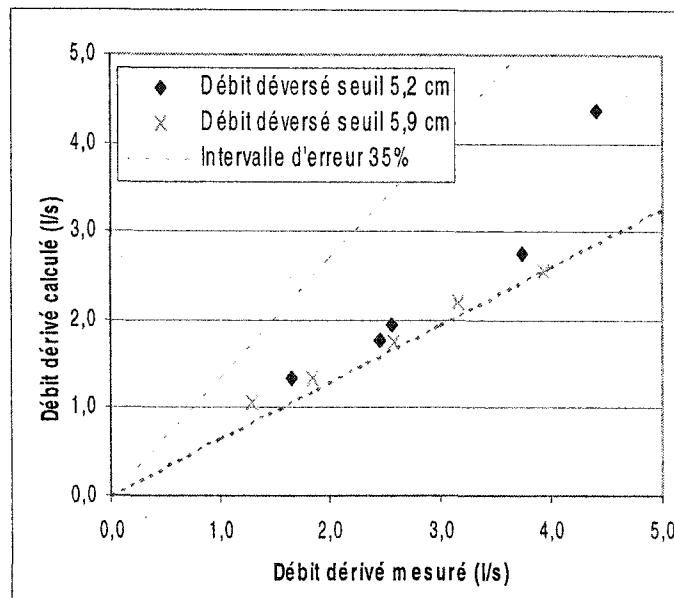


Figure 32 Débit calculé versus débit mesuré

On s'aperçoit sur la Figure 32 que les écarts entre les débits mesurés et calculés sont importants. Les débits calculés sont systématiquement inférieurs aux débits mesurés. Les perturbations à l'aval du seuil ont donc tendance à faire augmenter le débit déversé.

On peut voir que dans les mêmes conditions le modèle détaillé semble donner de meilleurs résultats que le modèle simplifié. On sait que les conditions d'écoulement en réseau sont loin d'être idéales. Il semble donc plus intéressant pour l'écoulement fluvial d'utiliser le modèle détaillé.

4.7.2 Débit calculé pour un écoulement torrentiel par Dominguez

On a appliqué la méthode décrite au paragraphe 3.6.1.1 afin de résoudre le modèle de Dominguez pour l'écoulement torrentiel. Les résultats des calculs sont condensés dans le Tableau XIII.

Tableau XIII

Débit déversé par la méthode de Dominguez en régime torrentiel

	Débit amont (l/s)	Hauteur amont (cm)	Débit aval (l/s)	Hauteur aval (cm)	Coefficient m	Coefficient φ	$\Delta Q_{\text{mesuré}}$ (l/s)	$\Delta Q_{\text{calculé}}$ (l/s)	ε (%)
Seuil : 5,2cm Pente : 0,0087	8,5	5,8	8,3	5,7	0,37	0,9978	0,25	0,26	4
	10,2	6,3	9,6	5,9	0,37	0,9773	0,53	0,64	23
	11,3	6,7	10,2	6,3	0,37	0,9561	0,80	1	25
	12,8	7,1	11,3	6,6	0,37	0,9532	1,10	1,43	27
	14,3	7,5	12,5	6,8	0,37	0,9527	1,30	1,90	46
	25,5	10,4	19,4	8,7	0,37	0,8955	5	6,1	22
	28	11	21	9,1	0,37	0,8886	5,9	7,1	20
	29,7	11,5	22	9,5	0,37	0,8812	6,6	8	21
	32,5	12,1	23,5	9,9	0,37	0,8694	7,3	9	23
	35,5	12,9	25	10,2	0,37	0,8548	7,3	10,5	25

Les résultats fournis par le modèle de Dominguez pour l'écoulement torrentiel ressemblent aux résultats pour le régime fluvial. Les écarts sont inférieurs à 25% sauf pour un seul cas où l'erreur peut être due à une mauvaise mesure de débit. Les écarts entre débits mesurés et calculés sont présentés sur la Figure 33.

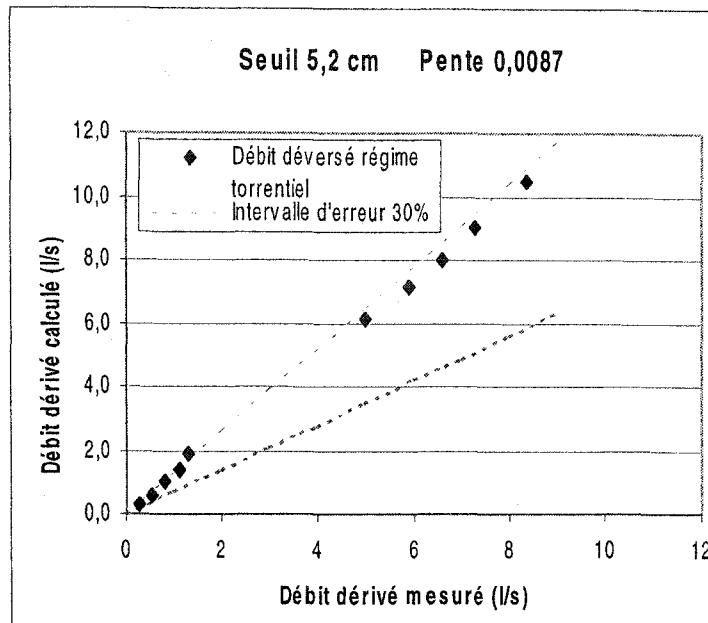


Figure 33 Débit calculé versus débit mesuré

La précision des calculs pour les débits faibles et importants tournent autour de 25 %. Ces erreurs peuvent être dues à des incertitudes sur la mesure du débit amont.

On constate que le modèle de Dominguez représente une alternative intéressante au modèle détaillé dans le cas d'un écoulement torrentiel ou fluvial permanent et uniforme. Il donne une précision quasi identique au modèle détaillé. Il serait intéressant de tester le modèle de Dominguez en présence de perturbations à l'amont du déversoir et avec une charge plus importante supérieure à 10 cm, afin de mesurer l'influence sur la précision du calcul et de comparer ces résultats avec ceux donnés par le modèle détaillé.

4.7.3 Débit calculé pour un écoulement torrentiel par Allen

La résolution de ce modèle nécessite la connaissance du débit amont, le débit pour la conduite pleine, Q_p , la hauteur du seuil et le diamètre de la conduite. Les résultats des calculs sont présentés dans le Tableau XIV.

Tableau XIV

Débit déversé par la méthode de Allen en régime torrentiel

	Débit amont (l/s)	$\Delta Q_{\text{calculé}} (\text{l/s})$	$\Delta Q_{\text{mesuré}} (\text{l/s})$	$\varepsilon \%$
$Q_p = 69.1 \text{ l/s}$ $n = 0.006$ $D = 203 \text{ mm}$ $L = 350 \text{ mm}$ $C = 52 \text{ MM}$	8,5	0,29	0,25	20
	10,2	0,91	0,53	69
	11,3	1,32	0,8	62
	12,8	1,87	1,1	72
	14,3	2,43	1,3	86
	25,5	6,56	5	32
	28	7,48	5,9	27
	27,7	8,10	6,6	22
	32,5	9,14	7,3	24
	35,5	10,24	8,4	21

Le modèle de Allen a été définie pour une conduite en acier et ne prend en compte que le débit amont. Il ne tient pas compte de la rugosité de la conduite. Par conséquent, il est normal que la formule de Allen donne dans notre cas des résultats nettement supérieurs aux valeurs mesurées. En effet on applique une formule conçue sur des conduites en acier qui présentent une rugosité nettement supérieure aux conduites en plexiglas. Il nous semble que ce modèle est fait pour des cas particuliers et ne peut pas être généralisé.

On a remarqué que le modèle est très sensible à la rugosité pour les faibles débits. Une erreur de 10% sur la rugosité entraîne une variation sur le débit déversé qui sera

inversement proportionnelle à la valeur du débit. Cette variation est très importante pour les faibles débits puisqu'elle dépasse les 50%.

CONCLUSION

L'objectif spécifique de ce travail était de comparer les modèles hydrauliques pour les déversoirs latéraux et de sélectionner le modèle le plus approprié afin d'établir des bilans volumétriques et massiques sur les débordements en temps de pluie dans un réseau d'assainissement. Dans le but d'atteindre cet objectif, le travail comprend deux parties :

- Une partie théorique décrivant le modèle complet découlant de l'équation fondamental de Bernoulli et les modèles simplifiés de Dominguez et Allen.
- Une partie expérimentale qui a permis de comparer l'adéquation des modèles pour simuler le débit réel déversé à travers un déversoir latéral.

Les résultats issus du modèle simplifié de Dominguez sont proches de la réalité dans les deux régimes d'écoulements, torrentiel et fluvial. Le modèle détaillé s'est révélé plus efficace dans le cas d'un écoulement fluvial. Il est à noter que les conditions d'expérimentation dans le cas du régime fluvial, ne nous permettent pas de conclure de façon claire et définitive de la supériorité effective du modèle complet. Le modèle de Allen ne semble pas convenir au calcul du débit déversé. Il a été développé pour le cas d'une conduite en acier.

Il ressort de notre étude que le modèle complet semble donner de meilleurs résultats que le modèle simplifié de Dominguez. Néanmoins, la précision du modèle simplifié de Dominguez semble tout à fait suffisante pour des fins de gestion puisqu'elle ne s'écarte que très peu des résultats fournis par le modèle complet. Les conditions de fonctionnement réel des organes de régulation sont entourées d'un grand nombre de facteurs qui rendent difficile la justification de la supériorité d'un modèle sur un autre.

C'est pourquoi le modèle simplifié de Dominguez nous semble, de par sa facilité d'utilisation et sa précision, parfaitement adapté au calcul de bilan volumétrique sur un déversoir latéral.

BIBLIOGRAPHIE

Ackers, P. (1957). A theoretical consideration of side weirs as stormwater overflows. Proceedings of the institution of civil engineers.

Allen, J. W. (1957). The discharge of water over side weirs in circular pipes. Proceedings of the institution of civil engineers.

American Public Works Association (1972). *The swirl Concentrator as a combined sewer overflow regulator facility.* U.S. EPA Report No. EPA-R2-72-008.

Amrarene, F. (2002). *Contribution à l'analyse des incertitudes et des dysfonctionnements dans la métrologie des réseaux d'assainissement.* École de technologie supérieure, Université du Québec.

Bennis, S., F. Berrada and F. Bernard (2000). "Méthodologie de validation des données hydrométriques en temps réel dans un réseau d'assainissement urbain." *Revue des sciences de l'eau* 13(4): 483-498.

Bennis, S., F. Berrada and N. Kang (1997). "Improving single-variable and multivariable techniques for estimating missing hydrological data." *Journal of Hydrology* 191: 87-105.

Bennis, S., T. Hajji and F. Bernard (2001). "Phénomène du premier flot :mythe ou réalité?." *Vecteur environnement, section scientifique* . 34(1): 34-42.

Berrada, F., S. Bennis and L. Gagnon (1996). "Validation des données hydrométriques par des techniques univariées de filtrage." *Can.J.Eng.* 23: 872-892.

Bertrand-Krajewski, J.-L., D. Laplace, C. Joannis and G. Chebbo (2000). *Mesures en hydrologie urbaine et assainissement.* Paris, Tec & Toc, Lavoisier.

Bilodeau, A., A. Mailhot and J.-P. Villeneuve (1998). "Impact des erreurs de prédiction de la pluie sur le contrôle en temps réel des réseaux d'égouts unitaires." *Canadian Journal of Civil Engineering* 25(5): 844-853.

Burroughs, M. A. (1979). "Gabions: Economical, Environmentally Compatible Bank Control." *Civil Engineering (New York)* 49(1): 58-61.

Camp, T. R. (1946). "Design of sewers to facilitate flow." *Sewage Works* 18(1): 3-16.

- Carlier, M. (1986). *Hydraulique générale et appliquée*. Paris, Eyrolles.
- Carter, R. W. and C. E. Kindsvater (1957). "Discharge characteristics of rectangular thin-plates Weirs." *Journal of the Hydraulics Division* 83(6).
- Chocat, B. (1997). *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*. Paris, Tec & Toc, Lavoisier.
- Chow, V. T. (1959). *Open-channel hydraulics*. New York, McGraw-Hill.
- De Marchi, G. (1934). "Saggio di teori de fonzionamente degli stramazzi laterali." *L'Energia Elettrica* 11(11).
- El-Khashab, A. and V. H. K. Smith (1976). "Experimental investigation of flow over side weirs." *Journal of the Hydraulics Division* 102(9): 1255-1268.
- Gupta, K. and A. J. Saul (1996). "Specific relationships for the first flush load in combined sewer flows." *Water Research* 30(5): 1244-1252.
- Hager, W. H. (1987). "Lateral outflow over side weirs." *Journal of Hydraulic Engineering* 113(4): 491-504.
- Metcalf and Eddy (1979). *Wastewater Engineering*. New York, McGraw-Hill.
- Saget, A., G. Chebbo and J.-L. Bertrand-Krajewski (1996). "The first flush in sewer systems." *Wat. Sci Tech.* vol. 33(9): 101-108.
- Schilling, W., W. Bauwens, D. Borchardt, P. Krebs, W. Rauch and P. Vanrolleghem (1997). On the relation between urban wastewater management needs and receiving water objectives. Proceedings, Congress of the International Association of Hydraulic Research, IAHR, San Francisco, ASCE.
- Sieker, H. and M. Klein (1998). "Best management practices for stormwater-runoff with alternative methods in a large urban catchment in Berlin, Germany." *Water Science and Technology* 38(10): 91-97.
- Smith, V. H. K. (1973). "Computer programming for flow over side weirs." *Journal of the Hydraulics Division* 99(3): 495-506.
- Subhash, C. J. (2001). *Open-Channel Flow*. New York (U.S.A), John Wiley & Sons, Inc.
- Subramanya, K. and C. S. Awasthy (1972). "Spatially varied flow over side-weirs." *Journal of the Hydraulics Division* 98(1): 1-10.

- Toch, A. (1955). "Discharge Characteristics of Tainter Gates." *ASCE* 120: 290-300.
- Uyumaz, A. (1989). "Flow over side weirs in circular and rectangular channels." *Water science and Technology* 21: 739-746.
- Uyumaz, A. and Y. Muslu (1985). "Flow over side weirs in circular Channels." *Journal of Hydraulic Engineering* 111(1): 144-160.
- Wada, Y. and H. Miura (1997). *Application of a hydrologic model for excessive inflow/infiltration into a sewer pipe*. Kansai Univ.