

# Gestion temps réel d'un réseau d'assainissement basée sur la simulation d'un modèle continu

HEND NAKOURI<sup>1</sup>, DANIEL JOLLY<sup>2</sup>, GILLES GONCALVES<sup>3</sup>, OLIVIER BLANPAIN<sup>4</sup>

<sup>1</sup> U-ARTOIS, LGI2A EA 3926  
F-62400 Béthune, France  
hnakouri@yahoo.fr

<sup>2</sup> U-ARTOIS, LGI2A EA 3926  
F-62400 Béthune, France  
daniel.jolly@univ-artois.fr

<sup>3</sup> U-ARTOIS, LGI2A EA 3926  
F-62400 Béthune, France  
gilles.goncalves@univ-artois.fr

<sup>4</sup> U-LILLE1, A EA 3926  
F-62400 Béthune, France  
olivier.blanpain@univ-lille1.fr

**Résumé** – Les outils actuels de gestion en temps réel des réseaux s'appuient sur deux outils logiciels : les logiciels de prévision météorologique et les logiciels de simulation hydraulique. L'usage des premiers est une cause importante d'imprécision et d'incertitude, l'usage des seconds oblige à des pas temporels de décision importants du fait de leur besoin en temps de calcul. Cette façon de procéder fait que les résultats obtenus sont généralement éloignés de ceux attendus.

L'idée force du projet CARDIO est de changer de paradigme de base en abordant la problématique par la face « automatique » plutôt que par celle « hydrologie ». L'objectif est de rendre possible la réalisation d'un grand nombre de simulations en des temps très courts (quelques secondes) permettant de se passer des prévisions météorologiques en utilisant directement les données pluviométriques recueillies en temps réel sur le terrain. L'objectif est de parvenir à un système où la prise de décision est réalisée à partir de données fiables et où la correction de l'erreur est permanente.

Les premiers résultats obtenus à partir d'une simulation d'un exemple test montrent l'efficacité de l'approche développée.

**Abstract** - The current tools for real time management of sewer systems are based on two software tools: the software of weather forecast and the software of hydraulic simulation. The use of the first ones is an important cause of imprecision and uncertainty, the use of the second requires temporal important steps of decision because of their need in times of calculation. This way of proceeding fact that the obtained results are generally different from those waited. The major idea of the CARDIO project is to change the basic paradigm by approaching the problem by the "automatic" face rather than by that "hydrology". The objective is to make possible the realization of a large number of simulations in very short times (a few seconds) allowing to take place weather forecasts by using directly the real time meditative pluviometric data. The aim is to reach a system where the decision-making is realized from reliable data and where the correction of the error is permanent. The first results of the simulation of a test example show the effectiveness of the developed approach.

**Mots clés** - Réseau d'assainissement, modélisation, optimisation, gestion en temps réel, commande hiérarchisée.

**Keywords** - Sewer systems, modeling, optimization, real-time management, hierarchical control.

## 1 INTRODUCTION

En Europe et notamment en France, les réseaux d'assainissement existent, dans leur forme moderne, depuis le 19<sup>ème</sup> siècle. La majorité des systèmes d'assainissement des grandes villes européennes sont de type unitaire, c'est-à-dire conçus pour transporter un mélange des eaux résiduaires et de l'eau de temps de pluie. Ces réseaux sont généralement reliés

à des installations de traitement de capacité limitée qui ne peuvent souvent pas faire face aux événements pluvieux intenses (J.Vazquez et al, 2003). Les réseaux d'assainissement ont donc pour missions de limiter les apports à la station d'épuration dans le but de minimiser les rejets des eaux polluées non traités dans les milieux naturels. Leur fonctionnement initial était basé sur une autorégulation des

flux les parcourant assistée, si besoin, par des soupapes de sécurité (les déversoirs d'orage). L'objet réseau était de fait passif devant l'aléa pluviométrique. Avec le développement de l'urbanisation et l'augmentation des surfaces imperméables, les flux d'eaux pluviales transitant dans les réseaux ont considérablement augmenté et entraîné un sur-fonctionnement des soupapes de sécurité au détriment du milieu naturel.

Les équipements existants sont souvent trop petits par rapport à cet objectif de traitement et rendent nécessaire la construction de nouvelles infrastructures, ce qui est généralement très coûteux pour les communes responsables de ces réseaux. Pour limiter le nombre de nouvelles infrastructures, on cherche à gérer de façon optimale les capacités de traitement de pollution par une meilleure utilisation des infrastructures existantes (bassin de rétention, déversoir...). Un « pilotage optimal » des ouvrages au cours d'un événement pluvieux suppose la mise en place de tout un système d'acquisition d'information en temps réel des variables d'état du système (pluie, niveaux, débit ...) et des organes de contrôle (J.Vazquez et al, 2003).

C'est dans ce contexte qu'est apparue alors l'idée de doter les réseaux d'un fonctionnement dynamique capable de compenser les manques dus à l'autorégulation passive. Ce fonctionnement dynamique est obtenu par le biais d'ouvrages de régulation pilotés par un agent humain ou par un automate. Le pilotage s'effectue grâce à l'acquisition de données en temps réel et par l'utilisation de processus prévisionnels et/ou décisionnels.

Cette approche est renforcée par une évolution des règlements visant à la protection du milieu naturel. L'évolution de la réglementation relative aux rejets urbains de temps de pluie, et particulièrement la directive européenne du 21 Mai 1991 et la loi sur l'eau du 3 Janvier 1992 renforcée par les arrêtés du 22 Décembre 1994 et du 22 juin 2007, impose un choix rigoureux des améliorations possibles des dispositifs (chambre de tranquillisation, pompe, grilleur, vanne...) avec comme objectif la réduction de l'impact des rejets sur les milieux récepteurs. La gestion en temps réel permet donc non seulement d'optimiser l'efficacité d'un réseau d'assainissement (en termes de volumes d'eaux non traitées déversées dans le milieu naturel), mais elle évite aussi de nombreux surcoûts en matière de construction d'ouvrages [Ricard, 1994], [J.Vazquez et al, 2003].

Les outils actuels de gestion en temps réel des réseaux s'appuient sur deux outils logiciels : les logiciels de prévision météorologique et les logiciels de simulation hydraulique. L'usage des premiers est une cause importante d'imprécision et d'incertitude [Petit et al, 2000], l'usage des seconds oblige à des pas temporels de décision importants qui peuvent atteindre plus que 24 heures, du fait de leur besoin en temps de calcul [Darsono, 2005] [Vazquez et al, 1997]. Cette façon de procéder fait qu'il est quasiment impossible de gérer les erreurs et imprévus avec pour corollaire une diminution des objectifs en termes d'optimisation des capacités de rétention et de minimisation des rejets au milieu naturel. Une première tentative fructueuse a déjà été testée en 2003 [Khorchani et Blanpain, 2004].

L'idée maîtresse présentée ici est de changer de paradigme de base en abordant la problématique par la face « automatique » plutôt que par celle « hydrologie ». L'objectif est de rendre possible la réalisation d'un grand nombre de simulations en des temps très courts (quelques secondes) permettant une grande

réactivité et le test d'un grand nombre de solutions. Ainsi, il est possible de se passer des prévisions météorologiques en utilisant directement les données pluviométriques recueillies en temps réel par les pluviographes du site et en utilisant comme temps décisionnel le temps de ruissellement de l'eau. La rapidité du temps de calcul permet aussi en fonction des données recueillies en temps réel sur le réseau, de corriger les erreurs ayant pu être commises au pas de temps de calcul précédent. A chaque pas, la décision est prise à partir de données fiables et la correction de l'erreur est permanente. Une première tentative basée sur la réduction du temps de calcul et l'usage unique de données mesurées a déjà été testée en 2003 [Khorchani et Blanpain, 2004]. Elle a donné de très bons résultats mais elle ne concernait la gestion que d'un seul actionneur. Il s'agit ici d'aller beaucoup plus loin en permettant la gestion d'un grand nombre d'actionneurs (plusieurs dizaines).

Une première approche de gestion dynamique des réseaux d'assainissement a été proposée dans [Nakouri et al, 2014].

Il s'agissait d'une approche de gestion globale en temps réel des réseaux d'assainissement basée sur une autorégulation tout ou rien TOR des actionneurs locaux. Les résultats obtenus ont montré la pertinence de cette approche.

Nous restons dans le même esprit et nous présentons dans cet article une deuxième approche de gestion globale des réseaux d'assainissement mais cette fois-ci basée sur une régulation continue (régulation PID) des actionneurs locaux.

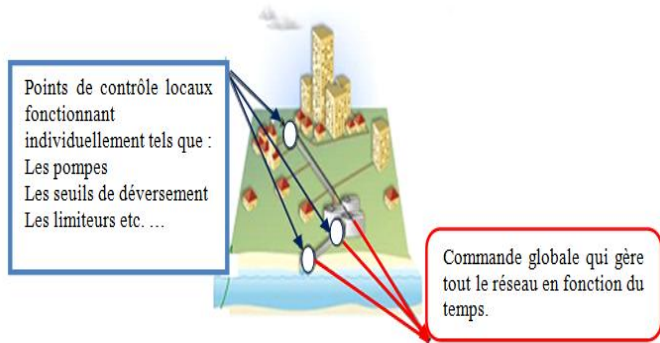
Il s'agit d'un système de contrôle hiérarchique des réseaux d'assainissement. Le système de commande est divisé en deux couches, une couche de haut niveau qui détermine les hauteurs de référence des portes. Une fois les hauteurs de références sont déterminées par ce niveau, un ensemble de régulateurs PID est appliqués localement pour chaque bassin.

Avant tout, nous présentons un modèle mathématique continu représentant le fonctionnement du réseau d'assainissement sur lequel pourront être appliquées ensuite des lois de commande puis la validation de ce modèle.

Nous allons dans un premier temps décrire le contexte du projet et la modélisation retenue pour les principaux ouvrages rencontrés dans un réseau (bassins versants, bassins d'orages). Dans un deuxième temps, après avoir validé le modèle continu utilisé, nous détaillerons l'approche de gestion proposée ainsi que les résultats obtenus sur une simulation d'un réseau test fictif.

## 2 LE PROJET CARDIO

CARDIO de son nom Conception d'un Assainissement, Régulé, Dynamique et Intelligent en Ostrevent, est un projet de recherche en ingénierie urbaine qui a été créé afin de répondre à la nécessité de la protection environnementale des milieux récepteurs de la communauté de communes de cœur d'Ostrevent (CCCO) en minimisant les rejets d'eaux pluviales non traitées tout en maintenant le niveau de protection contre les inondations. L'objet du projet est de réaliser des outils permettant d'utiliser au mieux les données issues de l'auto-surveillance afin d'élaborer des processus de gestion dynamique optimisés. Le terrain d'étude est le réseau d'assainissement de la commune de Somain sur une durée de projet de trois ans (2012-2014).

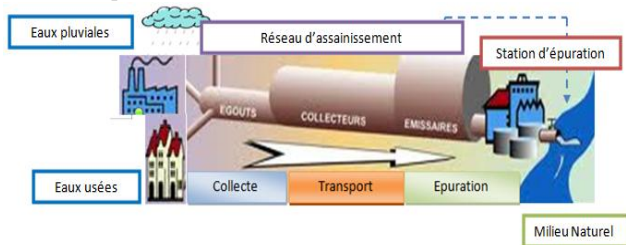


**Figure 1. Le principe de base de l'approche proposée**

Ainsi, à partir du modèle existant du réseau, on construit un modèle conceptuel adapté à la mise en place des nouveaux actionneurs. Ce modèle permettra de mettre en place une commande globale qui gère le fonctionnement du réseau global en fonction du temps tout en agissant sur les différents points de contrôle locaux (les seuils de déversement, les pompes, les limiteurs de débit...). La décision sera prise en tenant compte de l'état de chaque actionneur de façon simultanée et globale (Figure 1).

### 3 LE RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Le réseau d'assainissement est un ensemble de conduites souterraines, ponctuées d'ouvrages. A l'exutoire de ceux-ci, est souvent installée une station d'épuration. C'est un objet étendu et complexe dans lequel de nombreux éléments interviennent (Bassin de stockage, égouts, déversoir d'orage, collecteurs ....) (Figure 2). On peut agir sur le réseau et le réguler, soit par automatismes sur certains actionneurs (pompes, ouvrage de traitement, vannes, déversoirs d'orage mobiles...), soit en agissant à distance sur ces actionneurs [Ricard,1994], [Vazquez et al, 2003].



**Figure 2. Cycle de l'eau en milieu urbain, ses principaux éléments et son processus**

Les ouvrages d'assainissement ont pour objectif d'assurer la collecte, le transport, la rétention des eaux usées et pluviales, et de procéder à leur traitement avant rejet dans le milieu naturel. Pour rendre cette tâche possible, Le réseau d'assainissement se dote de moyens techniques et organisationnels. Selon Bruno Ricard (Figure3), le réseau d'assainissement peut être divisé en parties contrôlables et d'autres non contrôlables:

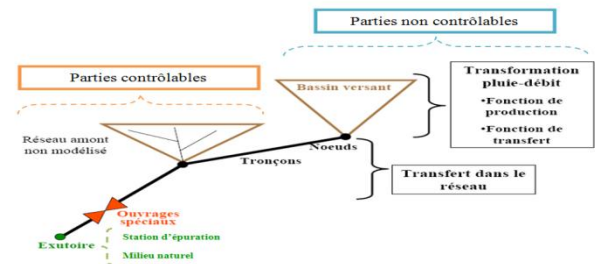
-Parties non contrôlables : Les bassins versants produisent un débit et des concentrations en polluants non contrôlables en fonction de la pluie [Ricard, 1994].

-Parties contrôlables : Le réseau reçoit des volumes d'eau et des masses de solide provenant des bassins versants. Il les stocke et les achemine au milieu naturel soit directement par les déversoirs soit en passant par la station de traitement [Ricard, 1994] [Chocat, 1997] [Khorchani, 2003]. Il s'agit de phénomènes contrôlables puisqu'un changement dans la configuration des déversoirs ou dans le régime de pompage peut modifier les sorties.

C'est sur ces parties contrôlables que nous pouvons agir pour gérer le fonctionnement du réseau.

Nous pouvons agir sur les dispositifs de régulation du débit soit en tout ou rien TOR soit en continu et ceci en :

- Mettant une porte devant le seuil du déversement afin de contrôler l'ouverture des déversoirs en fonction de la hauteur d'eau en amont du seuil.
- Mettant une vanne devant le limiteur de débit et le faire fonctionner en fonction de la hauteur d'eau dans le bassin.
- Faisant tourner la pompe en fonction du niveau de l'eau dans le bassin.



**Figure 3. Les principaux éléments d'un réseau d'assainissement (Ricard, 1994).**

Tout au long de cet article, nous utiliserons un réseau test fictif décrit au paragraphe 4.4 pour expliciter notre approche et les résultats en découlant.

Afin d'étudier la pertinence de l'approche proposée nous la testons dans un premier temps sur les pluies de projets de période de retour un, deux cinq et dix et sur une série chronologique de 16 années de pluie réelle.

Une pluie de projet est une pluie fictive créée faute de données pluviométriques. Cette dernière a été calculée à partir des données hydrologiques conforme à un modèle préétabli et telle qu'il est théoriquement possible d'associer une période de retour. Elle est caractérisée par sa durée totale, son intensité maximale, et la durée de sa période pluie intense. Une pluie décennale est une pluie de période de retour égale à dix ans.

### 4 MODELISATION DU RESEAU

La première étape dans l'étude et le contrôle d'un processus est le développement d'un modèle mathématique. Le modèle mathématique comprend un ensemble d'équations qui décrivent le comportement du processus, et à partir de ce modèle nous pouvons calculer l'évolution temporelle des grandeurs internes du processus (le volume de stockage, la hauteur d'eau, le débit sortant, ...).

La modélisation des réseaux d'assainissement représente un aspect très important vue la complexité de ces derniers. En effet, les réseaux d'assainissement sont des systèmes dynamiques complexes (l'eau coule à travers les égouts dans des canaux ouverts). Généralement, le débit dans les canaux ouverts sont décrits par des équations aux dérivées partielles de Saint-Venant qui peuvent être utilisées pour réaliser des études de simulation, mais sont très complexes à résoudre en temps réel.

Plusieurs approches de modélisation ont été présentées dans la littérature dont la plupart sont en temps discret et sont trop complexes à résoudre pour une utilisation en temps réel avec des temps de calcul trop élevés qui peuvent atteindre plus que 24 heures. [Darsono, 2005] [Vazquez et al, 1997].

Le modèle mathématique du réseau peut être déterminé en utilisant:

- La façon déductive, en utilisant les lois connues de la physique qui décrivent les aspects pertinents du réseau étudié, comme par exemple l'équation de continuité. Dans le cas d'un réseau d'assainissement, le modèle qui se déduit de cette manière est appelé le modèle hydraulique ou hydrodynamique [Béron et Richard, 1982].
- La façon inductive, en utilisant des résultats expérimentaux (valeurs d'entrée-sortie) qui caractérisent indirectement le comportement du processus.
- Une combinaison des deux approches mentionnées précédemment [Béron et Richard, 1982], [Marinaki et Papageorgiou, 2005].

Nous présentons dans cet article un modèle simple continu qui reflète le fonctionnement réel du réseau d'assainissement.

Nous nous sommes basés essentiellement sur les modèles hydrauliques proposés par Carlier et Chocat [Carlier, 1998], [Chocat, 1997] et les modèles mathématiques proposés par Papageorgiou [Marinaki et Papageorgiou, 2005].

#### 4.1 Formulation du problème

La plupart des phénomènes hydrologiques d'un réseau d'assainissement peuvent être modélisés par les modèles de réservoir [Blanpain, 2004].

Le modèle du réservoir linéaire est une fonction de transfert largement utilisée en hydrologie urbaine du fait de sa grande simplicité, de son faible nombre de paramètres (un seul) et de ses bonnes performances.

Ces modèles sont issus de la dynamique des systèmes. Ils permettent de tenir compte de l'effet de stockage du réservoir. On les représente schématiquement sous forme d'un réservoir dont la loi de vidange est une fonction de stockage (Figure 4).

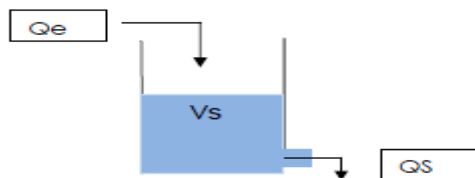


Figure 4: Représentation physique d'un modèle de réservoir.

Ces derniers sont fondés sur l'équation de continuité :

$$\frac{dVs(t)}{dt} = Qe(t) - Qs(t) \quad (1)$$

Et sur une loi de stockage:

$$Vs(t) = f(Qs(t), Qe(t), t) \quad (2)$$

Où Vs indique le volume stocké, t le temps, Qe le débit entrant et Qs le débit sortant, [Carlier, 1998], [Chocat, 1997].

Ils ont la particularité d'être particulièrement robustes et très stables numériquement. C'est cette famille de modèles que nous utiliserons par la suite pour l'ensemble du réseau.

#### 4.2 Bassin versant

Un bassin versant est considéré comme un réservoir recevant un débit net de pluie Qe(t).

Pour modéliser la transformation pluie-débit nous utiliserons la formulation du réservoir linéaire suivante :

$$\frac{dVs(t)}{dt} = Qe(t) - Qs(t) \quad (3)$$

Et

$$Vs(t) = K1 \times Qs(t) \quad (4)$$

$$\text{Avec : } Qe(t) = C \times A \times i(t) \quad (5)$$

C : le coefficient de ruissellement, A : la surface du bassin versant, i(t) : l'intensité pluvieuse, Qs : le débit sortant du bassin versant, Vs : le volume stocké K1 : le temps de réponse du bassin versant. Ce paramètre détermine le délai entre les pics de précipitation du hyétogramme observé (hyétogramme : courbe représentant l'intensité de la pluie en fonction du temps) et les pics correspondant dans l'hydrogramme calculé (hydrogramme : courbe représentant la variation temporelle du débit) [Carlier, 1998].

#### 4.3 Les réservoirs ou les ouvrages spéciaux

Parmi les ouvrages spéciaux, nous nous intéressons plus particulièrement aux bassins de rétention/déversoir d'orage. La modélisation des ouvrages spéciaux s'appuie naturellement sur les modèles de réservoir.

$$\frac{dVs(t)}{dt} = Qe(t) - Qs(t) \quad (6)$$

Avec : Qe : le débit entrant, Qs : le débit sortant du réservoir, Qsdeb : le débit de débordement.

Si le niveau d'eau dans le réservoir dépasse la hauteur de ce réservoir, l'eau va déborder avec un débit noté Qsdeb [Carlier, 1998], [Marinaki et Papageorgiou, 2005].

##### 4.3.1 Définition

Un déversoir d'orage est un ouvrage permettant le stockage et le transport des eaux non traitées vers le milieu naturel, soit directement, soit en passant par la station d'épuration. Il joue un rôle hydraulique en fonction du débit amont:

**En temps sec ou petites pluies**, il protège le milieu naturel en renvoyant ultérieurement les eaux non traitées vers la station d'épuration.

**En temps de forte pluie**, il protège contre les inondations. En effet, pour éviter les inondations il renvoie les eaux non traitées vers le milieu naturel directement. Si le niveau d'eau dans le bassin d'orage dépasse la hauteur maximale du bassin, des inondations peuvent se produire. La figure 5 représente des

inondations en pleine rue dues à la montée d'eau non maîtrisée au niveau du bassin de stockage.



Figure 5. Exemple de débordement

#### 4.3.2 Le seuil de déversement

Les seuils de déversement sont prioritairement installés sur des bassins de rétention et les ouvrages séparatifs d'assainissement pour permettre le déversement de grosses quantités lors d'importantes précipitations.

La formule suivante (Formule de Poleni) s'applique au calcul du débit de déversement:

Si  $H(t) > Hdév$

$$Qsdév(t) = ms \times \sqrt{2 \times g \times L \times (H(t) - Hdév)^{\frac{3}{2}}} \quad (7)$$

$$\text{Sinon } Qsdév(t) = 0 \quad (8)$$

Avec  $ms$ : coefficient de crête du seuil,  $g$ : accélération de pesanteur,  $L$ : la longueur du seuil,  $H(t)$ : hauteur d'eau,  $Hdév$ : la hauteur du seuil de déversement,  $Qsdév(t)$ : le débit au seuil du déversoir. [Carlier, 1998], [Marinaki et Papageorgiou, 2005].

#### 4.3.3 Orifice, ajutages et vannes

Un ajutage est un orifice calibré dont la forme et les dimensions sont choisies de façon à réguler le débit en fonction de la charge hydraulique.

Les ajutages et les vannes donnent un débit limité mais non constant puisque fonction de la charge, donc de la hauteur de remplissage du réservoir. En pratique ils seront néanmoins suffisants dans la grande majorité des cas pour assurer le service souhaité. Ils nécessitent toutefois une protection, une surveillance et un entretien réguliers.

Le débit écoulé à travers un orifice (placé dans le fond ou les parois d'un réservoir) est donné par la formule générale: (loi de Toricelli)

$$Qsaj(t) = ma \times S \times \sqrt{2 \times g \times (H(t) - Ha)} \quad (9)$$

$$\text{Avec : } H(t) = \frac{1}{A} \times Vs(t) \quad (10)$$

$A$ : la surface du bassin de rétention,  $ma$ : coefficient de forme,  $S$ : section de l'orifice,  $g$ : accélération de pesanteur,  $H(t)$ : hauteur d'eau,  $Qsaj$ : le débit à l'ajutage,  $Qe$ : débit d'entrée,  $Vs$ : le volume stocké,  $Ha$ : la hauteur de l'ajutage ( $Ha=0$  si l'orifice est placé au fond du réservoir). [Carlier, 1998], [Marinaki et Papageorgiou, 2005].

#### 4.3.4 Régulateurs et limiteurs

Le régulateur ou le limiteur de débit permet d'assurer un débit de fuite constant en sortie d'un ouvrage de stockage, par exemple d'un bassin de rétention. Les dimensions et caractéristiques de ces appareils sont choisies pour répondre aux contraintes hydrauliques fixées (hauteur d'eau, débit de fuite admissible à l'aval, nature des effluents...).

#### 4.4 Description du réseau test

Le réseau test est un réseau fictif de type pluvial dans lequel nous avons simulé cinq actionneurs de type tout ou rien: trois seuils de déversement, une pompe et un limiteur de débit. Le réseau est composé par cinq éléments: deux bassins versants et trois ouvrages de rétention. Le premier ouvrage de rétention BR1 dispose de deux exutoires (i.e. sorties): le premier est un limiteur de débit qui rejette dans le troisième bassin de rétention BR3. Le second est un seuil de déversement qui déverse vers un deuxième ouvrage de rétention BR2. Ce deuxième ouvrage de rétention dispose de deux exutoires: le premier est un seuil de déversement qui déverse directement vers le milieu naturel (i.e cours d'eau). Le deuxième est une pompe qui rejette dans le troisième ouvrage de rétention BR3. Ce dernier dispose également de deux exutoires: le premier est un seuil de déversement qui déverse directement vers le milieu naturel. Le second est un limiteur de débit qui renvoie l'eau dans la station d'épuration STEP. La structure ainsi que le paramétrage du réseau test sont explicités sur la figure 6.

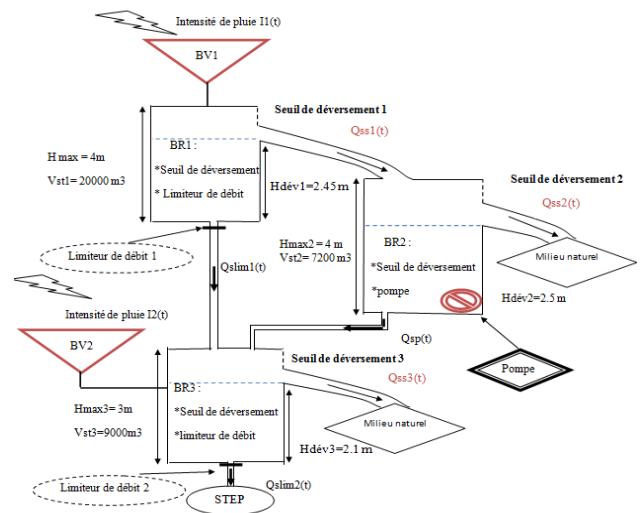


Figure 6. Structure et paramètres du réseau test sans actionneurs

Avant d'appliquer les lois de commande, un modèle continu pour la simulation du réseau test sous Matlab a été réalisé, calé puis validé.

Le modèle est calé (les valeurs de ses paramètres tels que  $k$ ,  $ms$ ,  $ma$ ,  $L$  etc.... ont été déterminées) de telle sorte qu'il n'y ait pas de débordement pour une pluie décennale. En hydrologie urbaine, on fait toujours le calage des réseaux d'assainissement par rapport à une pluie décennale (c'est la pluie la plus intense des quatre pluies de projet annuelle, biennale, quinquennale et décennale).

## 5 LE SYSTEME DE PILOTAGE

L'objet principal de l'approche proposée est l'obtention de manière automatique de la solution optimale permettant de minimiser les rejets dans le milieu naturel tout en gardant le même niveau de protection contre les inondations. Ceci peut être obtenu par exemple :

- en exploitant au maximum les capacités de stockage du réseau afin de limiter les débordements et la saturation de la station de traitement en cas de fortes pluies.
- en vidant le réseau vers la station de traitement dès que les conditions le permettent.

Pour déterminer la solution optimale (pas de débordement et minimisation des déversements), deux cas peuvent se présenter :

- 1er cas : pas de débordement, la solution optimale est donnée par le scénario qui permet de minimiser les rejets dans le milieu naturel (VMN minimal).
- 2ème cas : cas de débordement, la solution optimale est celle qui permet de minimiser le volume de débordement (dans ce cas, on ouvre tous les actionneurs pour vider le réseau rapidement).

### 5.1 Principe de base de l'approche de commande proposée

Nous proposons dans cet article une approche de gestion globale des réseaux d'assainissement basée sur une régulation PID des actionneurs locaux.

Il s'agit de mettre en œuvre une commande hiérarchisée à deux niveaux comme le montre la figure 7. Ce type de contrôle a été appliqué dans le passé dans plusieurs domaines. L'application de ce type de contrôle dans la régulation du flux trafic routier a été très fructueuse [Lemarchand et al, 2010].

Dans notre problème, un premier niveau (la supervision au niveau global) permet de déterminer les hauteurs de référence d'ouverture des portes. La solution du problème optimale sera résolue par une méthode de recherche locale. Une fois les hauteurs de références sont déterminées par ce premier niveau, elles seront appliquées localement dans chaque bassin. Pour éviter les instabilités et les perturbations, un ensemble de régulateurs PID est appliqué localement dans chaque bassin. La régulation PID des réseaux d'assainissement a été présentée auparavant dans les travaux de Papageorgiou [Papageorgiou et Messmer A, 1985].

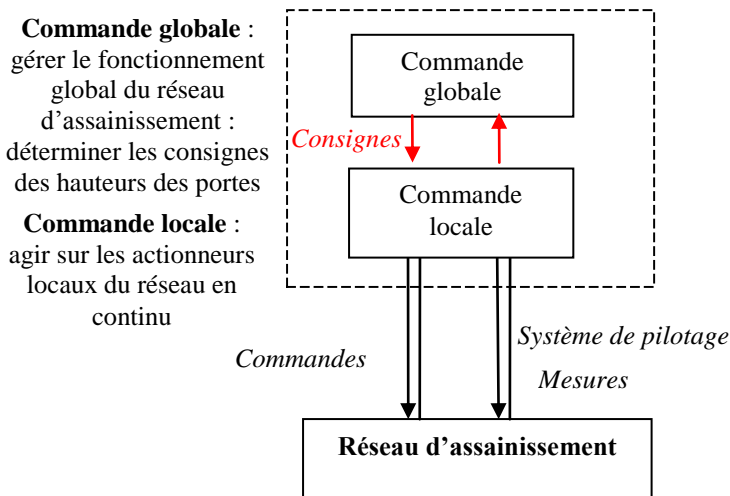


Figure 7. Schéma de régulation

### 5.2 Niveau 1 : Commande locale

#### Stratégie de commande

On s'intéresse tout d'abord au problème du contrôle local d'un seul bassin (figure 8).

On va agir sur les dispositifs de régulation du débit en continu. On met une porte de hauteur réglable devant le seuil de déversement et on contrôle l'ouverture du déversoir (i.e hauteur de la porte) en fonction de la hauteur d'eau en amont.

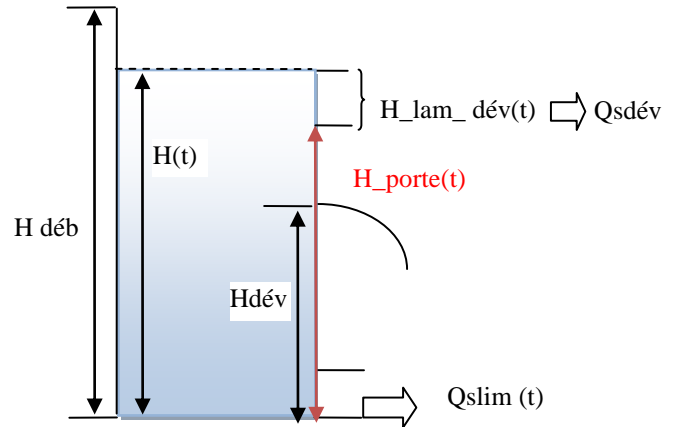


Figure 8 : Représentation physique d'un bassin de rétention avec limiteur et seuil de déversement (BR1 du réseau test)

Soit :

$$H_{lam\_déb}(t) = H(t) - Hdéb \quad (11)$$

$$H_{lam\_dév}(t) = H(t) - H_{porte}(t) \quad (12)$$

$$\text{Avec : } Hdév \leq H_{porte}(t) \quad (13)$$

$H_{lam\_déb}(t)$  : la hauteur de la lame de débordement,  $H(t)$  : la hauteur d'eau dans le bassin,  $Hdéb$  : la hauteur de débordement du bassin,  $H_{lam\_dév}(t)$  : la hauteur de la lame de déversement,  $Hdév$  : la hauteur de déversement du bassin et  $H_{porte}$  : la hauteur de porte.

Ici, il s'agit de commander la hauteur de la porte ( $H_{porte}(t)$ ) : la variable de commande).

Les objectifs

Nous avons deux critères à satisfaire :

1. Annuler les débordements c'est-à-dire  $H(t) \leq Hdéb$  ( $Qdéb=0$ ).
2. Minimiser les rejets d'eau dans le MN c'est-à-dire  $H(t) \leq H_{porte}(t)$  (Min  $Qdév$ ).

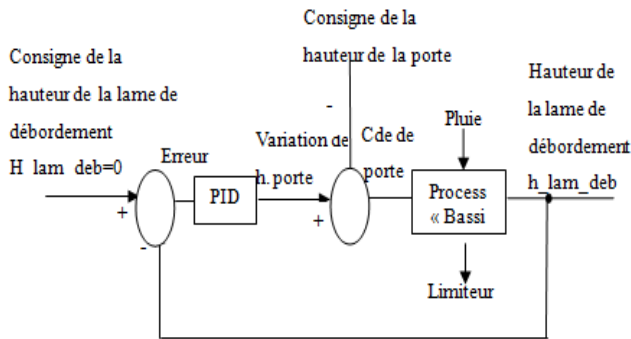
Ces deux critères peuvent dans certains cas entraîner des actions antagonistes.

Ces objectifs doivent être pris en compte dans un certain ordre.

Nous avons également un dilemme à résoudre qui était de considérer la variable hauteur de porte comme variable de commande tout en se disant que nous devons calculer la nouvelle hauteur de porte en fonction des hauteurs de lames de déversement et de débordement (respectivement  $H_{lam\_dév}$  et  $H_{lam\_déb}$ ).

Nous commençons par fixer la hauteur de porte à son niveau maximum. En faisant ça, on n'aura plus de rejet dans le MN.

Il ne faut cependant pas oublier que ce que l'on veut annuler les débordements. Alors l'algorithme peut se résumer à descendre la hauteur de porte en fonction des débordements mesurés. S'il n'y pas de débordement la porte sera à son niveau maximum et s'il y a risque de débordement, on fait descendre la porte de telle sorte à minimiser les débordements. Il faut ajouter à cela un régulateur PID (figure 9) dans la boucle de commande pour minimiser la hauteur de la lame de débordement tout en évitant des instabilités. Il s'agit donc de calculer la hauteur de porte en fonction des hauteurs des lames de déversement et de débordement ( $H_{lam\_dev}$  et  $H_{lam\_deb}$ ).



**Figure 9. Schéma de régulation d'un bassin de rétention avec deux sorties (limiteur et déversement)**

### 5.3 Niveau 2 : Niveau global

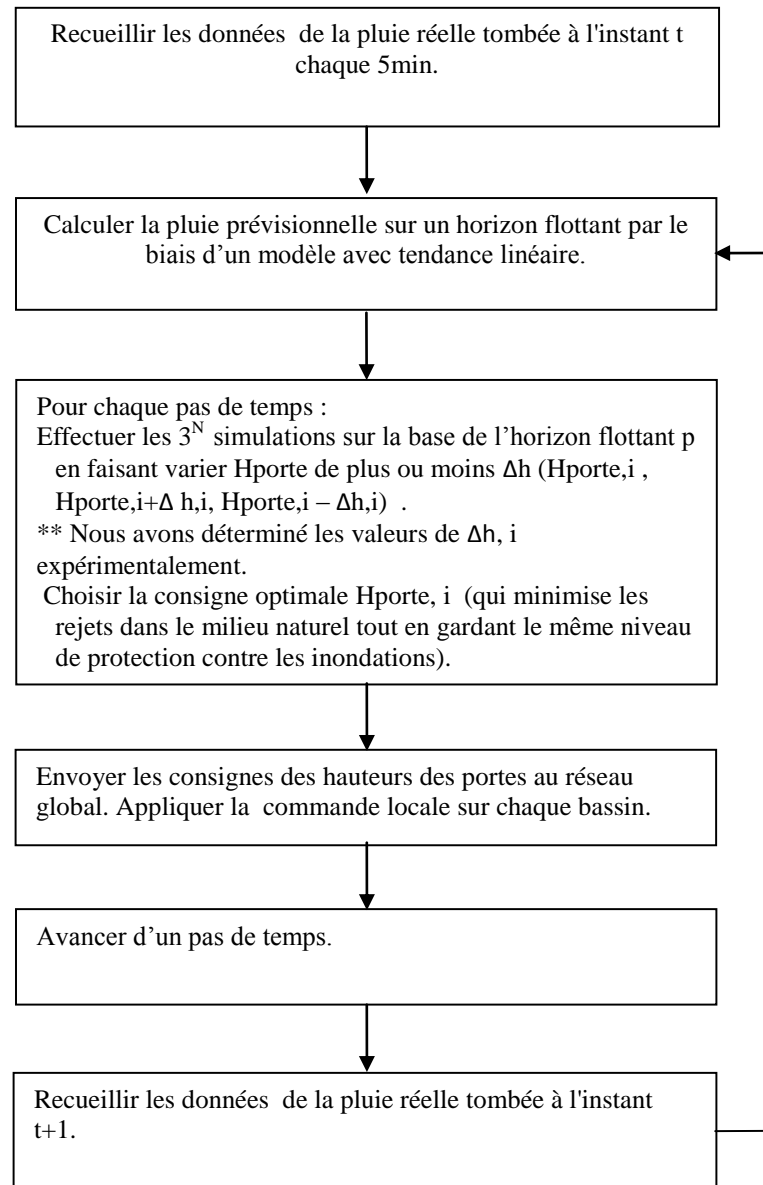
#### 5.3.1. Principe de base

Le but de ce niveau global est de déterminer les consignes : les hauteurs de portes de seuil. A chaque pas de temps de décision (le pas de temps est égal à 5mn) à partir des données pluviométriques reçues, nous faisons varier la hauteur de porte entre sa valeur maximale ( $H_{deb}$ ) et sa valeur minimale ( $H_{dev}$ ) et nous recherchons dans l'ensemble de toutes les combinaisons celle qui est la plus pertinente pour l'horizon prévisionnel suivant. Pour éviter d'alourdir les simulations, nous proposons un algorithme de recherche locale qui permet de rechercher la meilleure combinaison au voisinage d'une valeur courante  $H_c$ . En effet, pour chaque actionneur et à partir de la valeur courante on cherche à son voisinage ( $\pm \Delta h$ ) la meilleure combinaison. On aura donc à chaque pas de simulation trois scénarios ou combinaisons à tester  $H_c$ ,  $H_c + \Delta h$  et  $H_c - \Delta h$ , et ceci pour chaque actionneur. Si nous avons  $N$  actionneurs, nous aurons  $3^N$  combinaisons possibles. Nous avons déterminé les valeurs de  $\Delta h$  expérimentalement (voir Tableau 1).

La recherche de la meilleure combinaison s'effectue en simulant le fonctionnement du réseau sur un horizon de prévision flottant  $p$  ( $p=30$  mn, le choix de cet horizon a été expliqué auparavant dans [Nakouri et al, 2014]. Sur cet horizon sont effectuées des prévisions sur les données pluviométriques qui permettent d'estimer les rejets dans le milieu naturel avec une simulation du réseau. Le modèle de prévision utilisé est un modèle de prévision avec tendance linéaire.

Faire varier la hauteur de la porte entre sa valeur maximale et sa valeur minimale pour chaque pas de temps peut alourdir les temps de calcul

La figure 10 montre les différentes étapes de l'approche proposée.



**Figure 10. Etapes de l'approche proposée**

#### 5.3.2. Algorithmes

Afin de mettre en œuvre notre approche proposée, nous avons déterminé trois algorithmes (un algorithme de pilotage, un algorithme d'optimisation et un algorithme de prédiction des pluies).

**L'algorithme d'optimisation** des rejets qui permet de déterminer les consignes (les hauteurs des portes). Une fois les consignes sont déterminées, on fait appel au modèle Simulink et on applique la commande locale pour chaque BR.

**L'algorithme de prédiction** des écoulements des eaux de pluie permet de calculer la quantité prévisionnelle de pluie sur l'horizon flottant.

L'algorithme de pilotage qui fait appel aux deux autres algorithmes.

## 6 TESTS EXPERIMENTAUX

Nous avons choisi les valeurs de  $\Delta h_1$ ,  $\Delta h_2$  et  $\Delta h_3$  expérimentalement. Nous présentons dans le tableau 1 la variation des résultats obtenus en fonction de la variation de  $\Delta h_1$ ,  $\Delta h_2$  et  $\Delta h_3$  (pour une pluie décennale).

**Tableau 1. Variation des résultats obtenus en fonction de la variation de  $\Delta h_1$ ,  $\Delta h_2$  et  $\Delta h_3$**

( $\Delta h_1$ , $\Delta h_2$ , $\Delta h_3$ )	(0.1, 0.1, 0.1)	(0.15, 0.15, 0.15)	(0.2, 0.15, 0.15)	(0.25, 0.15, 0.15)	(0.3, 0.15, 0.15)	(0.35, , 0.15, 0.15)	(0.4, 0.15, 0.15)
Vdeb 1	63.72	46.59	32.17	19.96	11.25	4.52	0
Vdeb 2	19.71	0	0	0	0	0	0
Vdeb 3	2.58	0	0	0	0	0	0
Vdeb Tot	86.01	46.59	32.17	19.96	11.25	4.52	0
Vmn	2003	2012	2023	2027	2028	2030	20404
	0.2	4.33	0.78	0.27	8.77	5.02	.87

Nous remarquons que  $(\Delta h_1, \Delta h_2, \Delta h_3) = (0.4, 0.15, 0.15)$  a permis d'annuler les débordements.

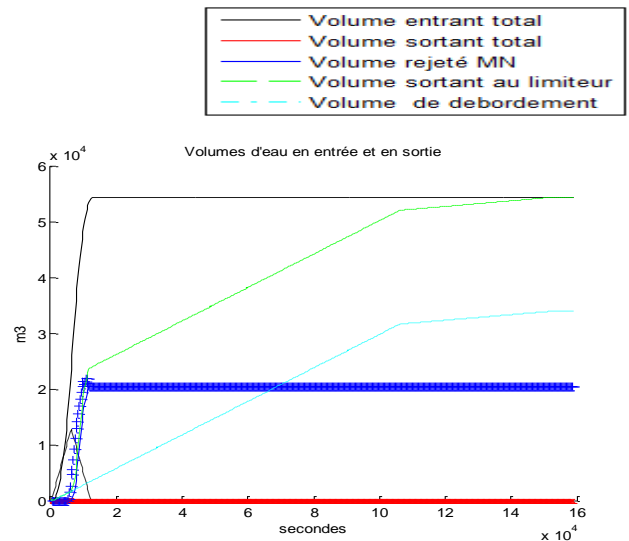
Nous présentons sur le tableau 2 les résultats obtenus pour une pluie décennale avec  $(\Delta h_1, \Delta h_2, \Delta h_3) = (0.4, 0.15, 0.15)$ .

**Tableau 2. Résultats obtenus pour  $(\Delta h_1, \Delta h_2, \Delta h_3) = (0.4, 0.15, 0.15)$**

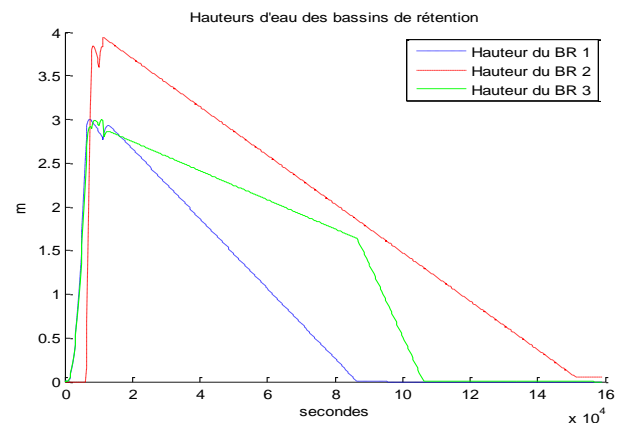
<b>Volume total de pluie final (le volume entrant) (m3)</b>	54383.06
<b>Volume total rejeté dans le MN final (m3)</b>	20404.87
<b>Volume total de débordement final (m3)</b>	0
<b>Volume total traité</b>	33888.19
<b>Volume d'eau restant dans le BR 1 (m3)</b>	0
<b>Volume d'eau restant dans le BR 2 (m3)</b>	90
<b>Volume d'eau restant dans le BR 3 (m3)</b>	0
<b>Temps de simulation pour un pas de temps (s)</b>	12

Nous remarquons que le temps de simulation pour un pas de temps est de l'ordre de  $12 \text{ s} \ll 5 \text{ mn}$  : le temps d'acquisition des données.

Pour mieux comprendre les résultats obtenus, nous présentons sur les figures 11, respectivement 12 et 13 la variation des volumes entrants et sortants du réseau test, la variation des volumes de stockage de chaque BR et la variation des actionneurs au cours du temps.

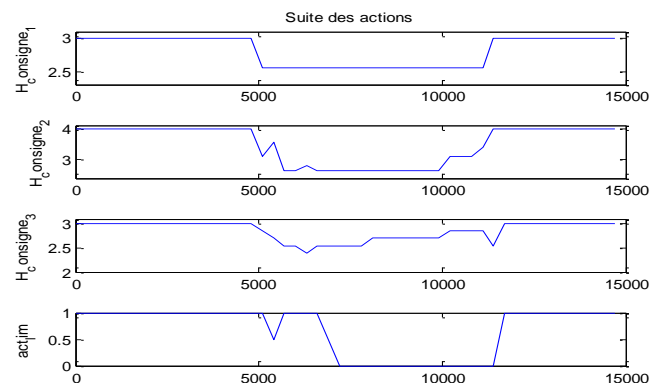


**Figure 11. Variation des volumes entrants et sortants du réseau test**



**Figure 12. Variation des différents volumes entrants et sortants du réseau**

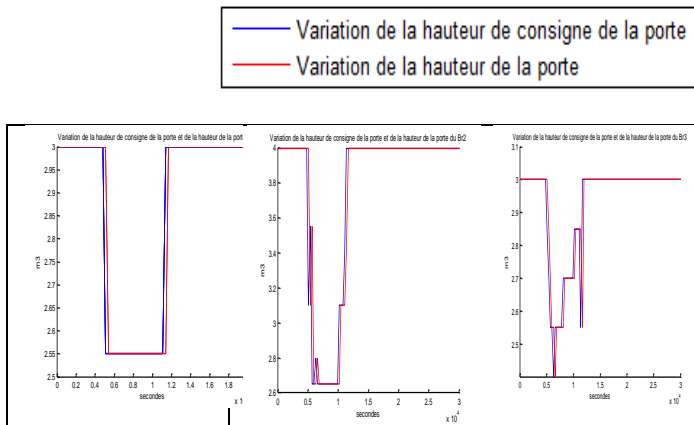
Nous remarquons que nous avons toujours la conservation des volumes (la somme des volumes sortants de chaque bassin de rétention est égale à la somme des volumes entrants). Nous remarquons également que le volume de débordement est toujours nul pour chaque bassin.



**Figure 13. Variation des hauteurs de consignes des portes ainsi que la vanne du limiteur en fonction du temps**



Nous présentons dans la figure 14 la variation des hauteurs de consignes de chaque BR déterminés par le niveau global et la variation des hauteurs des portes de chaque BR déterminés par le niveau local.



**Figure 14. Variation des hauteurs de consignes et la variation des hauteurs des portes de du BR1, BR2 et BR3 en fonction du temps**

D’après ces figures il est clair que le système est stable et que les hauteurs des portes des trois bassins ( $H_{\text{porte1}}$ ,  $H_{\text{porte2}}$  et  $H_{\text{porte3}}$ ) suivent convenablement les hauteurs de consigne des portes ( $H_{c1}$ ,  $H_{c2}$  et  $H_{c3}$ ).

Afin de tester la pertinence de l’approche de commande proposée nous comparons les résultats obtenus par cette approche par rapport à ceux obtenus sans commande pour une pluie décennale (Tableau 3).

**Tableau 3 . Comparaison des différents résultats obtenus**

	Commande continue	Sans commande	Gain
<b>Volume total de pluie final (le volume entrant) (m3)</b>	54383.06	54383.06	-
<b>Volume total rejeté dans le MN final (m3)</b>	20404.87	27158	25 %
<b>Volume total de débordement final (m3)</b>	0	0	-
<b>Volume total traité</b>	33888.19	27135.06	
<b>Volume d’eau restant dans le BR 1 (m3)</b>	0	0	-
<b>Volume d’eau restant dans le BR 2 (m3)</b>	90	90	-
<b>Volume d’eau restant dans le BR 3 (m3)</b>	0	0	-
<b>Temps de simulation pour un pas de temps (s)</b>	12	-	-

L’application de la commande continue nous a permis de minimiser les rejets dans le MN de 25% par rapport au cas sans commande.

Nous testons l’approche de commande proposée sur les quatre pluies test de période de retour 1, 2, 5 et 10 ans.

Les résultats obtenus par la mise en place des lois de commande ainsi que les gains obtenus sont les suivants (Tableau 4).

**Tableau 4. Comparaison des volumes déversés au milieu naturel (VMN) du réseau test avec et sans commande**

Type de pluie	VMN Total sans commande (m3)	VMN Total avec commande (m3)	Gain (%)
Annuelle	150	0	100
Biennale	2200	0	100
Quinquennale	14306	6558.6	54.15
e			
Décennale	27158	20404.87	25

Nous appliquons cette commande à deux niveaux à une série chronologique de 16 années de pluies réelles (de mars 1988 à décembre 2004), ce qui va nous permettre de calculer le gain moyen sur une période de 16 années et non seulement pour un seul événement pluvieux. Nous obtenons les gains en nombre de pluies qui ont provoqué des rejets dans le milieu naturel et en volume rejeté suivants (Tableau 5)

**Tableau 5. Gain en déversements pour une série chronologique de 16 années de pluie**

	Commande continue	Sans commande	Gain obtenu (%)
<b>Nombre de pluies qui ont provoqué de rejets dans le MN</b>	27	122	77.87
<b>Volume total rejeté</b>	197156 m3	475992 m3	58.58

## 7 CONCLUSION

Dans les deux dernières décennies, plusieurs approches de gestion dynamiques des réseaux d’assainissement ont été développées. La plupart de ces approches n’ont pas été implantées en raison de la complexité du problème de contrôle en temps réel et des temps de calcul trop élevés.

En effet, l’ensemble des expériences menées dans le domaine de la gestion dynamique des réseaux d’assainissement repose sur l’usage de logiciels de simulation hydraulique sur lesquels viennent se greffer des commandes d’automates. À cause des temps de calcul trop importants, il est quasiment impossible, de réaliser des calculs visant à une optimisation réelle de l’usage des capacités de rétention et donc de la minimisation des rejets non traités au milieu naturel. Nous proposons ici un changement de paradigme : prendre la problématique abordée par la face « automatique » plutôt que par celle « hydrologie ». Nous venons de proposer une approche de gestion globale des réseaux d’assainissement basée sur une régulation continue (régulation PID) des actionneurs locaux.

Cette nouvelle approche permet de prendre les décisions à partir de données fiables et d'être en mesure de corriger en continu les stratégies de commande en fonction de l'erreur mesurée entre modélisation et mesures de terrain. N'étant pas basée sur des scénarios préconçus, elle permet aussi de renforcer la robustesse du pilotage du réseau. En effet, si un actionneur est défectueux, sa défection est immédiatement et automatiquement prise en compte par l'algorithme d'optimisation et la consigne de base (pas de débordement et minimisation des déversements) continuera à être respectée.

## 8 REMERCIEMENTS

Le projet CARDIO est financé par la Communauté de Communes de Cœur d'Ostrevent (CCCO), l'Agence de l'Eau Artois Picardie (AEAP) et IXSANE société d'études et d'ingénieurs conseils en ingénierie urbaine et environnementale. Il est mis en œuvre par IXSANE avec la participation des Laboratoire de Génie Civil et géo Environnement (LGCgE) et Territoires Villes Environnement et Société (TVES) de l'Université Lille 1 et le Laboratoire de Génie Informatique et d'Automatique de l'Artois de l'Université d'Artois (LGI2A).

## 9 REFERENCES

Blanpain O, 2004. *An original model for sewerage network simulation using the stock concept. Fifth international conference on Innovative Technologies in Urban Storm Drainage Novatech*, Lyon, France, Juin 2004, pp.1009-1016.

Béron P, Richard D, 1982. *Simplified Routing in Combined or Storm Interceptors. Urban Drainage Systems, Proc of the 1st Int Seminar, Featherstone RE, James A (eds.)* Southampton 2-67-76

Carlier M, 1998. *Hydrauliques générales et appliqué., EDITION EYROLLES 61*, Bd Saint-Germain Paris 5e 1972. ISSN 0399-4198.

Chocat B. (1997). - *Ouvrage collectif. Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*. Ed. Lavoisier Tec & Doc, 1124 p. ISBN : 2743001267.

Khorchani M, 2003. *Apports de l'imagerie numérique et de l'approche connexionniste à l'analyse de fonctionnement, la modélisation et la gestion des déversoirs d'orage*. Thèse de doctorat. Laboratoire de Mécanique de Lille (L.M.L.), France.

Khorchani M. and Blanpain O, 2004. *A new concept implementation for overflow structures monitoring and modelling". Fifth international conference on Innovative Technologies in Urban Storm Drainage Novatech*, Lyon, France, Juin 2004, pp. 539-546.

Lemarchand A., Martinez John J, Koenig D, 2010. *Hierarchical Coordinated Freeway :On-Ramp Metering Using Switching System Theory, 4th IFAC Symposium on System, Structure and Control, Ancone : Italy*.

Marinak. Mi, Papageorgiou. M, 2005. *Optimal Real-time Control of Sewer Networks*, — *advanced in industrial control*. series ISSN 1430-9491 ISBN 1-85233-894-6.

Nakouri H, Jolly D, Ggoncalves Gg et Blanpain O, *Gestion temps réel d'un réseau d'assainissement basée sur la simulation d'un modèle continu, : Approche TOR, MOSIM*, Nancy, Octobre, 2014.

Papageorgiou M. and Messmer A., 1985. *Continuous- time and Discrete-time Design of Water Flow and Water Level Regulators, International Federation of Automatic Control, Automatica, Vol. 21, No. 6, pp. 649 661*.

Petit L. Blanpain O., Le Gouevéc J., 2004. *Inaccuracy of the data or uncertainty of the models ?". Fourth International Conference on Hydroinformatics, Iowa city, USA, Juillet 2000, CD-Rom*.

Ricard B, 1994. *Comment éviter de polluer et d'inonder à tort ? Apports de l'expérimentation numérique et intégration dans un processus d'apprentissage sur un réseau d'assainissement réel*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon INSA, France.

Darsono S, Labadie John W. (2006), *Neural-optimal control algorithm for real-time regulation of in-line storage in combined sewer systems*, *Environmental Modelling & Software* 22 (2007) 1349e1361

Vazquez J., François M., Gilbert D, 2003. *Gestion en temps réel d'un réseau d'assainissement: Vérification de l'optimalité et de l'applicabilité de la théorie des graphes par rapport à la programmation linéaire mixte. Revue des sciences de l'eau*. Vol. 17, no 5, p 425-442.