

Etude de la génération et du devenir de la pollution particulaire en réseau unitaire

Projet de Fin d'Etudes

FARCETTE Romain

Elève ingénieur de 5^{ème} année

15 Septembre 2015

Table des matières

Liste des figures	4
Liste des tableaux	5
Remerciements	6
Introduction.....	7
1. Revues littéraires.....	10
1.1. La notion de modélisation intégrée en hydraulique urbaine.....	10
1.2. La notion de contrôle en temps réel (CTR).....	12
1.3. L'utilisation du logiciel SWMM.....	14
1.3.1. A propos de SWMM	14
1.3.2. Le modèle SWMM du réseau de Québec.....	15
1.4. L'utilisation du logiciel WEST®	18
1.4.1. La modélisation de bassins de rétention (BR) (cette partie est adapté du mémoire de thèse de Maruéjols, 2012)	19
1.4.2. La modélisation des conduites d'un réseau d'assainissement	25
1.4.3. La modélisation du traitement primaire selon Takács.....	28
1.5. La méthode ViCAs.....	29
2. Etude de cas : la ville de Québec.....	31
2.1. Généralité.....	31
2.2. Modèle simplifié du réseau Est de la ville dans le logiciel SWMM	33
3. Objectif 1 : Composition du modèle intégré existant (WEST®).....	35
3.1. Généralité du modèle.....	35
3.2. Le modèle des bassins versants	37
3.3. Le modèle des bassins de rétention.....	39
3.3.1. Avant-propos.....	39
3.3.2. Caractéristiques et dimensionnement des modèles de bassins de rétention	40
3.3.3. Dimensionnement des modèles de puits de pompage (PP)	43
3.4. Le modèle du réseau de conduite	43
3.5. Le modèle du traitement primaire	44
4. Objectif 2 : Proposition d'un nouveau modèle intégré (WEST®)	45
4.1. Généralité du modèle.....	46
4.2. Modèle de Bassin Versant (BV)	47
4.3. Le modèle de bassin de rétention	48

4.3.1.	Caractéristique et dimensionnement des BR.....	48
4.3.2.	Dimensionnement des modèles de puits de pompage (PP)	50
4.4.	Le modèle du réseau de conduite	50
5.	Objectif 3 : Comparaison des deux modèles.....	51
5.1.	Les intrants des modèles intégrés	51
5.2.	Comparaison du modèle 1 avec le système réel (Temps sec).....	53
5.3.	Comparaison entre le modèle 1 et le modèle 2 (Temps sec).....	54
5.3.1.	Débits.....	55
5.3.2.	Le flux de particules.....	57
5.4.	Comparaison entre le modèle 1 et le modèle 2 (Temps de pluie).....	59
5.4.1.	Débits en temps de pluie.....	59
5.4.2.	Le flux de particule en temps de pluie	61
	Conclusion	63
	Bibliographie	64
	Annexes	66
	Annexe I: Les différents modèles dans WEST	67
	Annexe II: Modèle du réseau de la ville dans WEST.....	69
	Annexe III: Nouveau modèle du réseau de la ville dans WEST	71
	Annexe IV: Pluviométrie.....	73
	Annexe V: Mesures à l'entrée de la station de traitement.....	76

Liste des figures

FIGURE 1.1: SCHEMA RECAPITULATIF DU PROCEDE DE MODELE INTEGRE	11
FIGURE 1.2 : SCHEMA D'UN SYSTEME INTEGRE ET DES SOUS-SYSTEMES (ADAPTE PAR MARUEJOULS (2012) DE RAUCH ET AL. (2002))	12
FIGURE 1.3: MODELE SWMM DU RESEAU EST DE LA VILLE DE QUEBEC IMPLANTE DANS LE LOGICIEL CSOFT (EN ROUGE L'ENSEMBLE DU RESEAU; EN BLEU, LA PARTIE DU RESEAU DU CAS D'ETUDE) (WILPLIEZ, 2011).....	16
FIGURE 1.4: MODELE SIMPLIFIE DU RESEAU (CAS D'ETUDE), EN ROUGE L'EXUTOIRE (STATION DE TRAITEMENT EST -BEAUPORT)	17
FIGURE 1.5: SCHEMA THEORIQUE DU MODELE RT/PW (BASSIN DE RETENTION/PUIT DE POMPAGE) DE MARUEJOULS ET AL. (2012) AMELIORE EN TROIS COUCHES	19
FIGURE 1.6:SCHEMA CONCEPTUEL DE RESERVOIRS EN SERIES (ADAPTE PAR MARUEJOULS (2012) DE SCHUETZE (1998)).....	26
FIGURE 1.7 : DISPOSITIF VICAS.....	30
FIGURE 2.1: LOCALISATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	31
FIGURE 2.2:DESCRIPTIF DES BASSINS VERSANTS (ADAPTE DE WIPLIEZ, 2011)	32
FIGURE 2.3: LOCALISATION DES DIFFERENTS BASSINS DE RETENTION DANS LE MODELE SWMM (ADAPTE DE WIPLIEZ, 2011). EN BLEU, LA LONGUEUR CUMULEE DES CONDUITES ENTRE LES DIFFERENTS TRONÇONS	33
FIGURE 3.1: CARTE DESCRIPTIVE DE LA REPARTITION DES BASSINS DE RETENTION SELON LEUR BASSIN VERSANT RESPECTIF AVEC LEUR VOLUME DE CONCEPTION.....	41
FIGURE 3.20: PARAMETRES DIMENSIONNANT DES MODELES DE TRAITEMENT PRIMAIRE	45
FIGURE 4.1: CARTE DESCRIPTIVE DE LA REPARTITION DES BASSINS DE RETENTION SELON LEUR BASSIN VERSANT RESPECTIF AVEC LEUR VOLUME REEL.....	49
FIGURE 5.1: COURBES DES DEBITS HYDRAULIQUES AU NIVEAU DE L'ENTREE DE LA STATION (LES DEBITS OBSERVES EN VERT, LES DEBIT SIMULE PAR LE MODELE 1 EN BLEU).....	53
FIGURE 5.2: COURBES DES FLUX DE PARTICULES POLLUANTES AU NIVEAU DE L'ENTREE DE LA STATION (LES FLUX OBSERVES EN VERT, LES FLUX SIMULES PAR LE MODELE 1 EN BLEU)	54
FIGURE 5.3: COURBES DES DEBITS HYDRAULIQUES PAR TEMPS SEC (EN VERT LES DEBITS OBSERVES, EN BLEU LES DEBITS SIMULES PAR LE MODELE 1 ET EN ORANGE LES DEBITS SIMULES PAR LE MODELE 2)	55
FIGURE 5.4: COURBES DES VALEURS DES FLUX DE PARTICULES PENDANT UNE PERIODE DE TEMPS (FLUX OBSERVES EN VERT, FLUX SIMULES PAR LE MODELE 1 EN BLEU, FLUX SIMULES PAR LE MODELE 2 EN ORANGE	57
FIGURE 5.5: COURBES DES VALEURS DE DEBITS EN TEMPS DE PLUIE (DEBITS OBSERVES EN VERT, DEBIT SIMULES PAR LE MODELE 1 EN BLEU, DEBITS SIMULES PAR LE MODELE 2 EN ORANGE)	59
FIGURE 5.6: COURBES DES FLUX DE PARTICULES POLLUANTES EN TEMPS DE PLUIE (FLUX OBSERVES EN VERT, FLUX SIMULES PAR LE MODELE EN BLEU, FLUX SIMULES PAR LE MODELE).....	61

Liste des tableaux

TABLEAU 1.1:VITESSES DE CHUTE V_s SELON LA CLASSE DE PARTICULE.....	30
TABLEAU 2.1 : TABLEAU RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES DES CONDUITES POUR CHAQUE TRONÇON	34
TABLEAU 3.1 : COMPOSITION DU MODELE DE MARUEJOULS DANS WEST®	36
TABLEAU 3.2: TABLEAU DE REGROUPEMENT DES BASSINS VERSANTS EN FONCTION DU TEMPS DE PARCOURS.....	38
TABLEAU 3.3:CARTE DESCRIPTIVE DU REGROUPEMENT DES BASSINS VERSANTS AVEC LEUR SURFACE RESPECTIVE	38
TABLEAU 3.4: CARACTERISTIQUE DES MODELES DE BASSINS VERSANT.....	39
TABLEAU 3.5: TABLEAU DES CARACTERISTIQUES DU BASSIN DE RETENTION DE SAINT-SACREMENT	40
TABLEAU 3.6: VOLUME DE RETENTION POUR BV1, BV2, BV3	42
TABLEAU 3.7: PARAMETRES DIMENSIONNANT LES BASSINS DE RETENTION	42
TABLEAU 3.8: PARAMETRES DIMENSIONNANT LES TROIS PUIITS DE POMPAGE	43
TABLEAU 3.9: TABLEAU DES CARACTERISTIQUES DES CONDUITES SELON LE TRONÇON CONSIDERE	44
TABLEAU 4.1:COMPOSITION DU NOUVEAU MODELE DANS WEST®	47
TABLEAU 4.2: TABLEAU RECAPITULATIF DES ESTIMATIONS DE SUPERFICIES DES DIFFERENTS BASSINS VERSANTS	48
TABLEAU 4.3: TABLEAU RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES DES BR	49
TABLEAU 4.4: PARAMETRES DIMENSIONNANT DES DIX PUIITS DE POMPAGE	50
TABLEAU 4.5: TABLEAU DES PARAMETRES DIMENSIONNANT DU MODELE D'EGOUT	51
TABLEAU 5.1: TABLEAU DE REPARTITION DES DONNEES D'ENTREE PLUVIOMETRIQUES DU MODELE 1	52
TABLEAU 5.2: TABLEAU DE REPARTITION DES DONNEES D'ENTREE PLUVIOMETRIQUES DU MODELE 2	52
TABLEAU 5.3: TABLEAU COMPARATIF DES DEUX MODELES SELON LES CRITERES DE PERFORMANCE	56

Remerciements

Ce projet de fin d'études est un projet proposé par la Chaire de recherche du Canada en Modélisation de la Qualité de l'Eau : modelEAU. Ce stage a pu se concrétiser grâce à la collaboration de plusieurs personnes que je remercie chaleureusement.

Tout d'abord, je tiens à remercier, mon tuteur principal et le directeur de la Chaire, M. Peter Vanrolleghem pour m'avoir accueilli dans les locaux de l'Université Laval et m'avoir si bien intégré à l'équipe modelEAU : « Votre connaissance, votre expérience et votre empathie aussi larges soient elles, sont indubitablement parmi vos qualités celles qui me resteront en mémoire et qui méritent une grande inspiration. Nos discussions ont toujours été un réel plaisir ».

Je remercie également, ma tutrice et étudiante au doctorat, Mme Sovanna Tik qui m'a guidé tout au long de ce projet et m'a permis d'aller encore plus loin : « Ton aide et tes conseils avisés sur le projet en lui-même et sur l'utilisation du logiciel WEST m'ont été vraiment précieux. Je retiens également ta sympathie et te souhaite de belles concrétisations à l'avenir ».

Je remercie, l'ancien membre de l'équipe de recherche modelEAU et titulaire du PhD, Thibaud Maruéjols, dont l'expertise et les connaissances sur le fonctionnement de son modèle m'ont permis de continuer ses travaux.

Je remercie l'ensemble de l'équipe modelEAU qui m'a accueilli avec la plus grande sympathie. Je garderai en mémoire les réunions cafEAU chacune d'elle enrichissante de connaissances et de qualité humaines. Je les remercie également de m'avoir intégré au comité d'organisation du 3^{ème} Sommet canadien des jeunes professionnels regroupant l'ensemble des professionnels de l'industrie de l'eau. Cette expérience m'a été très instructive.

Ce projet de fin d'études s'inscrit dans le cadre de mon cursus au sein de l'Institut National des Sciences Appliquées de Strasbourg et vient clore mes études d'ingénieur Génie Civil. De ce fait je remercie, mon tuteur INSA et maître de conférences, M. Abdeli Terfous qui m'a accordé sa confiance tout au long de ce projet.

Introduction

Les débordements des réseaux unitaires, lors d'évènements pluvieux trop intenses ou successifs, ne sont pas sans conséquences sur la faune et la flore d'un milieu naturel. Afin de limiter les impacts néfastes, des solutions constructives peuvent être mises en place pour stocker le surplus d'eaux et le restituer aux réseaux une fois que le système est de retour à une capacité normale d'accueil. En couplant des bassins de rétentions à un système de gestion du réseau en temps réel, le nombre de débordements peuvent être réduit et l'efficacité du traitement au niveau de la station plus optimale.

La rivière St-Charles située au cœur de la ville de Québec (Canada) et qui se jette dans le fleuve St-Laurent était l'exemple d'un de ces milieux récepteurs dénaturé par le grand nombre de débordements des eaux usées. De plus, dans les années 1960, la charge polluante présente dans la rivière était encore plus importante à cause de l'implantation d'industries au niveau des berges Sud, à proximité de la baie de Beauport. Ainsi la rivière St-Charles était l'une des plus polluées du Canada et son utilisation pour des activités de plaisance était alors à proscrire.

A la demande du Ministère du Développement Durable, de l'Environnement et des Parcs (MDDEP), un programme a été entrepris en 1996, en partenariat avec la ville de Québec, afin d'améliorer la qualité de l'eau et de permettre une renaturation des berges de la rivière Saint-Charles. Un projet à hauteur de 198 millions de dollars canadiens (environ 143 millions d'euros) a été adopté et proposait la construction de 14 bassins de rétention sur le réseau d'assainissement de la ville pour un volume de stockage de plus de 100 000 m³. Des études d'impacts et un inventaire du réseau existant avaient été menées dans les années 80 par le Comité d'Etudes sur le Saint-Laurent (1978), APEL (l'Association pour la protection de l'environnement du lac Saint-Charles et des Marais du Nord, 1981), Consultants BPR (1984).

Ces nouveaux ouvrages ont alors été intégrés au système de gestion des réseaux équipé d'un système de contrôle en temps réel (CTR) régulant l'hydraulique et permettant alors la réduction des déversements du réseau unitaire au milieu naturel.

L'impact de ces nouveaux ouvrages hydrauliques a été considérable. Actuellement, le nombre de déversements par saison estivale (15 mai au 15 septembre) a diminué d'une cinquantaine de débordement et tend à s'approcher de deux débordements dans le fleuve Saint-Laurent et de quatre dans la rivière Saint-Charles.

Ce système fonctionne sur le débit maximal admissible par la station de traitement des eaux usées. En effet, la volonté principale est de retrouver une capacité de stockage optimale le plus rapidement possible. Des problèmes de qualité de l'effluent apparaissent lorsque la durée de la surcharge hydraulique sur les unités de traitement est trop importante.

Une question se pose alors : comment optimiser la gestion d'un système de collecte et de traitement des eaux usées combinées lors d'évènements pluvieux trop intenses et/ou successifs ?

Ainsi, durant ces trente dernières années, des études ont été réalisées sur l'utilisation de la modélisation intégrée pour optimiser le système de contrôle en temps réel (CTR). Cette optimisation se base sur la considération d'autres paramètres comme les prévisions météorologiques, la phénoménologie des ouvrages de collecte et le traitement des eaux usées unitaires.

Le sujet de ce projet de fin d'études porte sur « l'étude de la génération du devenir de la pollution particulaire en réseau unitaire » appliquée à un cas particulier qui est celui de la ville de Québec. Trois objectifs sont proposés :

- **Objectif 1:**
Réalisation d'un inventaire des données du modèle existant du réseau dans WEST®
- **Objectif 2:**
Création d'un nouveau modèle du réseau unitaire dans WEST®
- **Objectif 3:**
Comparaison entre les deux modèles

Ce rapport s'articule autour de cinq parties. La première partie tend à expliquer les différentes notions inhérentes et nécessaires pour la compréhension du projet issues de la littérature.

La seconde partie, quant à elle, expose le cas d'étude dans sa généralité.

La troisième partie se veut être l'inventaire du modèle intégré global existant du réseau de la ville de Québec dans le logiciel WEST® (MIKE by DHI software).

La quatrième partie propose un nouveau modèle du réseau de la ville de Québec dans WEST® basé sur des hypothèses conceptuelles différentes et des données plus précises.

Enfin, la dernière partie est une comparaison entre les deux modèles.

1. Revues littéraires

1.1. La notion de modélisation intégrée en hydraulique urbaine

Les prémisses de la modélisation intégrée naissent avec Beck (1976) qui explique l'intérêt d'utiliser des modèles pour décrire le comportement et cheminement des eaux dans un réseau. Par la suite, au travers de nombreux articles scientifiques, de nombreux chercheurs ont rendu compte des avantages de l'utilisation de la modélisation intégrée dans le domaine des eaux usées et de la régulation des réseaux d'assainissement.

Selon le Professeur et Docteur Gujer (2008), la modélisation intervient lorsqu'une question se pose à propos d'un système global complexe reliant plusieurs sous-systèmes. A fortiori, la modélisation a pour but de simplifier un système globale en appliquant un processus d'abstraction sur certains phénomènes et certaines caractéristiques, c'est-à-dire en ne considérant que les processus, les variables d'état, les paramètres ou encore les interactions, les plus importants et les plus manipulables.

Aussi, la conception d'un modèle intégré peut se résumer en 5 étapes chronologiques (Gujer, 2008) :

- **Le système d'étude** est le sujet à conceptualiser par la modélisation.
- **Les limites** du système permettent de borner la modélisation. C'est à cette étape que se produit le processus d'abstraction. L'espace, le temps et les variables d'états fixent ces limites.
- **Les outils mathématiques** sont l'ensemble des équations permettant de rendre compte des processus (transport et transformation) en présence dans le système.
- **L'expérimentation** se décline en quatre catégories en interaction. L'opérateur utilise les expériences réalisées en laboratoire, la calibration, la simulation et l'asservissement pour faire fonctionner les modèles mathématiques.

- **Les objectifs** correspondent à l'ultime étape. Ce sont ce pourquoi le modèle du système d'étude a été réalisé. Selon Maruéjols (2012), les objectifs recherchés sont multiples : « ils peuvent être d'évaluer les ouvrages en place et minimiser les investissements sur la réalisation de structure, d'optimiser des systèmes de contrôle en temps réel, d'améliorer la composition prévue de l'affluent ou de l'effluent de STEP ou encore pour des études théoriques sur les flux hydrauliques ou de polluants. »

La figure 1.1 adaptée d'un schéma de Gujer (2008) expose les différentes étapes expliquées plus haut.

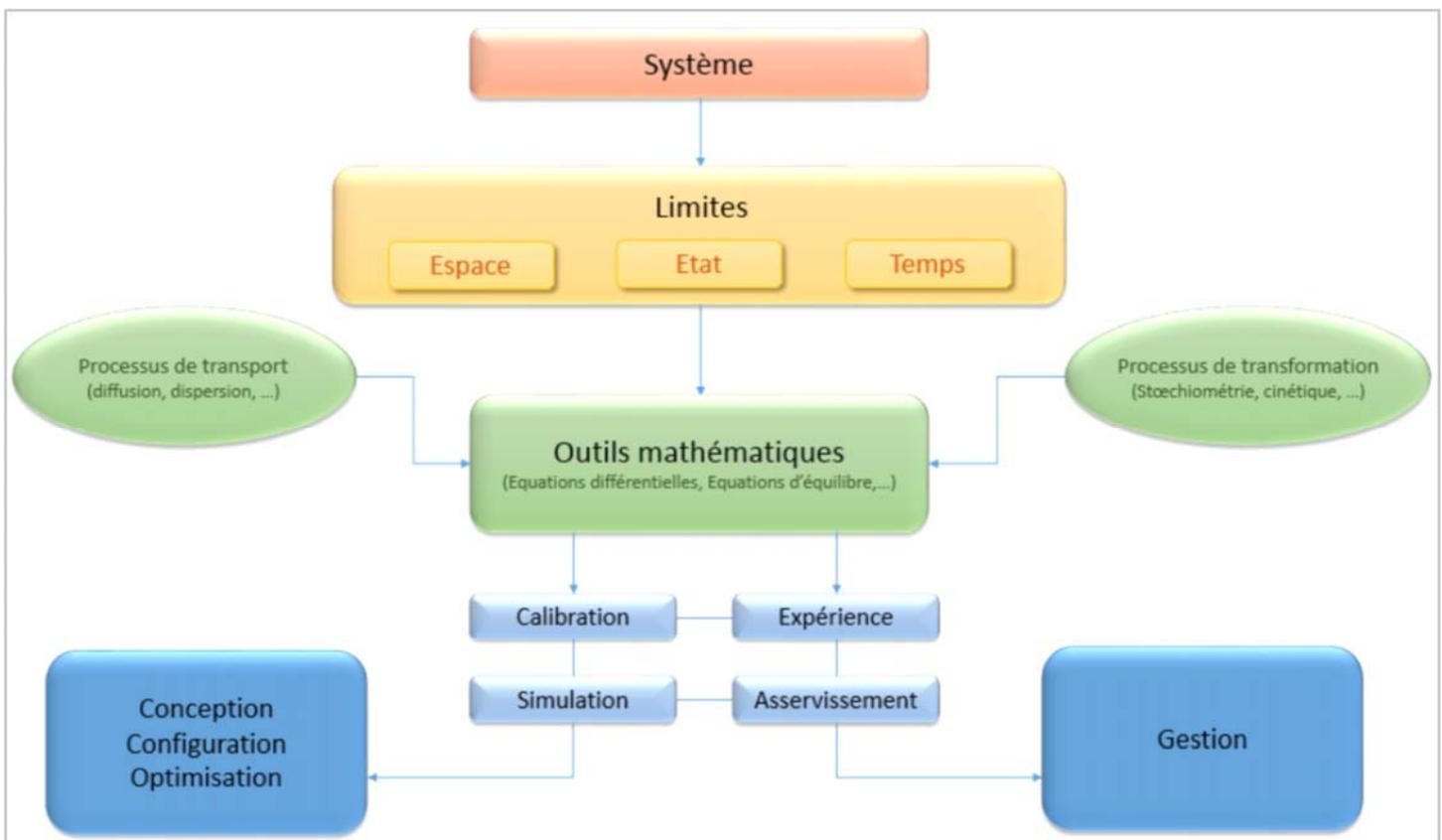


Figure 1.1: Schéma récapitulatif du procédé de modèle intégré

Dans le domaine de l'hydraulique urbaine, les systèmes mis en relation sont les milieux récepteurs (cours d'eau, nappe phréatique) et les ouvrages hydrauliques, plus généralement le réseau d'assainissement (conduites, bassins de rétention, station de traitement des eaux usées,...). (figure 1.2)

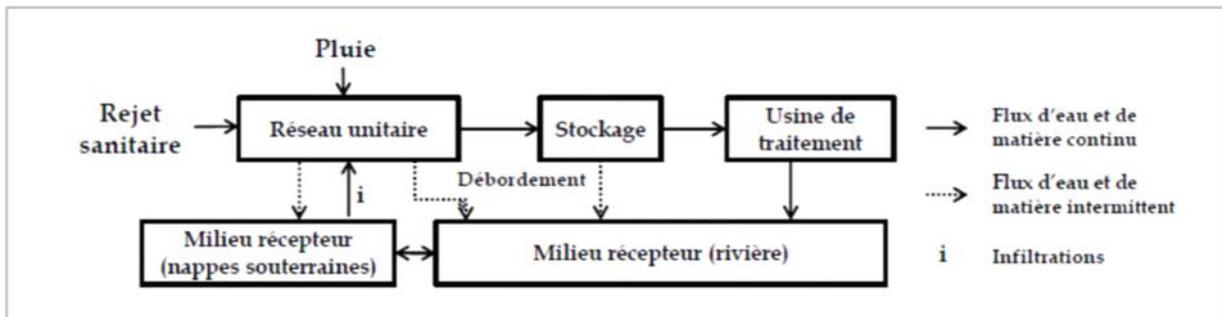


Figure 1.2 : Schéma d'un système intégré et des sous-systèmes (adapté par Maruéjols (2012) de Rauch et al. (2002))

1.2. La notion de contrôle en temps réel (CTR)

Le CTR est une technique mathématique utilisée par de nombreuses villes du monde pour réguler aussi bien les réseaux d'égouts que les stations de traitement d'eaux usées. L'objectif principal de cette technique est d'optimiser un réseau d'assainissement du point de vue hydraulique.

Les règles de l'art du CTR ont été largement développées par Schilling et al. (1989) qui met l'accent sur l'importance de la prise en considération quasi simultanée entre les variables d'un système et l'apparition d'un événement particulier dans le temps et dans l'espace. Quinze années plus tard, Schütze et al. (2004) expose les progrès réalisés dans ce domaine. En effet, il constate que les avancées technologiques de ces dernières années ont permis de perfectionner les différents outils et les méthodes amenant le CTR à un niveau de fiabilité significatif.

En effet, le CTR apparaît être un très bon moyen pour garantir une régulation performante d'un système d'assainissement avec une diminution acceptable du nombre de débordement de réseaux unitaires, tout en considérant un coût d'installation et d'exécution tolérable. De plus, Schütze et al. (2004) y rend compte de l'application du CTR sur le réseau de la ville de Québec.

De manière plus concrète, le système de CTR s'appuie sur l'utilisation de capteurs implantés sur l'ensemble du réseau dont le rôle est de collecter des données concernant toutes les variables hydrauliques. Ces données vont permettre au système de CTR d'interagir avec les systèmes de pompes et de vannes situés dans le réseau et, ainsi, réguler automatiquement le débit dans le cas où il est trop important. La ville de Québec ayant un grand nombre d'ouvrage, le système de CTR est global, c'est-à-dire que toutes les mesures locales dans le réseau sont considérées. Les débits estimés, les hauteurs d'eau de tous les bassins de rétention et les prévisions météorologiques sont les données collectées et permettent de calibrer le modèle hydraulique.

Vanrolleghem et al. (2005) appuie l'idée que le CTR peut être la solution pour réduire les rejets d'eaux chargées de polluants dans un cours d'eau récepteur. Ainsi, ces eaux peuvent être stockées plus longtemps dans les bassins de rétention avant d'être restituées au réseau lorsque celui-ci n'est plus saturé, la charge polluante de ces eaux étant alors moins importante.

Actuellement, la ville de Québec utilise un système d'aide à la décision appelée Csoft (Colas et al., 2004) se basant sur une série d'algorithmes. Ce module s'appuie sur pas moins de quatre logiciels et sur plusieurs modèles en interactions les uns avec les autres.

- Le Global Optimal Control (GOC) est une technique d'optimisation mathématique exposée par Pleau et al. (2004). Ce logiciel manie à la fois les mesures in-situ, la capacité de la station, les données pluviométriques ainsi qu'un modèle de prévision météorologiques appelé CALAMAR[®] pour obtenir les débits optimaux pour chaque station de contrôle dans un intervalle de 5 minutes.
- Le logiciel CIMPLICITY est un logiciel de supervision des différents variables intervenant dans le système, des éventuels déclenchements d'alarme ou encore de l'état de fonctionnement du GOC.
- MINOS[®] est un logiciel qui permet d'optimiser le système.

- Le logiciel SWMM est un logiciel de simulation utilisé par le GOC permettant de réduire les débordements des eaux usées et de réguler de manière optimale l'arrivée de ces eaux à la station de manière à les traiter le plus efficacement possible.

1.3. L'utilisation du logiciel SWMM

1.3.1. A propos de SWMM

Storm Water Management Model (SWMM) est un logiciel de simulation dynamique hydraulique et hydrologique sur la qualité des eaux. La dernière version SWMM a été développée par le Laboratoire National de Recherche sur la Gestion des Risques dépendant de l'Agence de la Protection Environnemental des Etats-Unis (APE) en collaboration avec CDM, Inc., une entreprise de consultants.

SWMM est utilisé pour étudier les comportements des eaux pluviales et/ou usées et contrôler les débordements d'un réseau d'assainissement. Ce logiciel possède de nombreuses applications. Ainsi, il permet entre autre de :

- concevoir et dimensionner les différents éléments qui peuvent être présents dans un système de drainage ;
- cartographier les zones inondables d'un milieu naturel ;
- planifier des stratégies de contrôle pour réduire les débordements des eaux unitaires ;
- évaluer l'impact des affluents et de l'infiltration sur les débordements des eaux sanitaires ;
- générer les sources de Matières en Suspension (MeS) et les quantifier dans un système.

Pour ce faire, SWMM prend en considération de nombreux processus hydrologiques à l'origine des écoulements dans un réseau (précipitation, évaporation, infiltration, accumulation de neige et fonte, ...). Aussi, pour obtenir les différentes variables spatiales liées à ces différents processus, la zone d'étude est divisée en de multiples sous-bassins homogènes possédant une perméabilité qui leur sont propre. Ensuite la modélisation de l'acheminement

de l'écoulement vers un milieu récepteur peut se faire grâce à une grande librairie de petits modèles d'infrastructures hydrauliques (réseau de tuyaux, canaux, unités de stockage et de traitement,...). Ces éléments sont facilement manipulables. L'utilisateur peut choisir parmi une vaste gamme de conduites et de canaux et jouer sur leurs caractéristiques (taille, rugosité,...) ou encore mettre en place des modèles plus spécifiques (pompes, diviseurs de débit, unités de stockage, unités de traitement).

L'utilisateur peut ajouter des intrants de débits extérieurs et de qualité des eaux issus des écoulements de surface, des nappes phréatiques, des débits de temps sec (sanitaire),... Il peut aussi faire le choix entre trois modèles de transfert :

- Ecoulement permanent et uniforme dans chaque tronçon avec un pas de temps ;
- Le modèle de l'onde cinématique ;
- Le modèle de l'onde dynamique (Résolution des équations de Barré de Saint-Venant)

Un manuel d'initiation du logiciel est proposé par Telliez (2010). Ce manuel est une traduction et adaptation libre française du tutoriel du manuel de l'utilisateur proposé par l'éditeur du logiciel. La version SWMM 5.1 est disponible en téléchargement sur le site <http://www2.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm>.

1.3.2. Le modèle SWMM du réseau de Québec

Comme expliqué précédemment, la ville de Québec possède un système de CTR qui utilise le logiciel SWMM. Une partie du modèle du réseau est présentée en figure 1.3. Il permet un suivi des eaux usées dans le réseau jusqu'à la station de traitement Est situé au niveau de la baie de Beauport. Le modèle considère à la fois le réseau contrôlé et le réseau non- contrôlé. Ce réseau non-contrôlé correspond au ruissellement qui provient directement des bassins versant et qui rejoint le réseau. D'une part, la simulation prend en compte l'écoulement engendré par les événements pluvieux provenant des bassins versants et d'autre part, celui généré par les eaux usées (sanitaires, appelé aussi eaux de temps sec). Les intrants de débit

sanitaire de temps secs sont connus et implantés dans le modèle. Le réseau contrôlé, quand à lui, simule le suivi de l'eau dans l'intégralité du système en fonction de l'état de fonctionnement des vannes et des pompes.

A l'aide de prévisions météorologiques, l'objectif est de simuler les deux types de réseaux avec une incrémentation de 5 minutes afin d'obtenir des prévisions fiables. Ce faible pas de temps permet une gestion efficace des éléments de régulation. L'envoi des eaux unitaires vers la station de traitement est alors mieux contrôlé et donc une réduction significative du nombre de débordements dans le milieu récepteur peut être attendue. De plus, grâce à cette incrémentation, il est possible d'avoir une vision à plus long terme en simulant les débits sur les deux prochaines heures. Ainsi, les opérateurs peuvent anticiper sur les éventuels problèmes mécaniques des ouvrages de régulation ou de transmission de données.

La figure 1.3 présente le modèle SWMM d'une partie du réseau de la ville de Québec tel qu'il apparaît dans le logiciel Csoft.

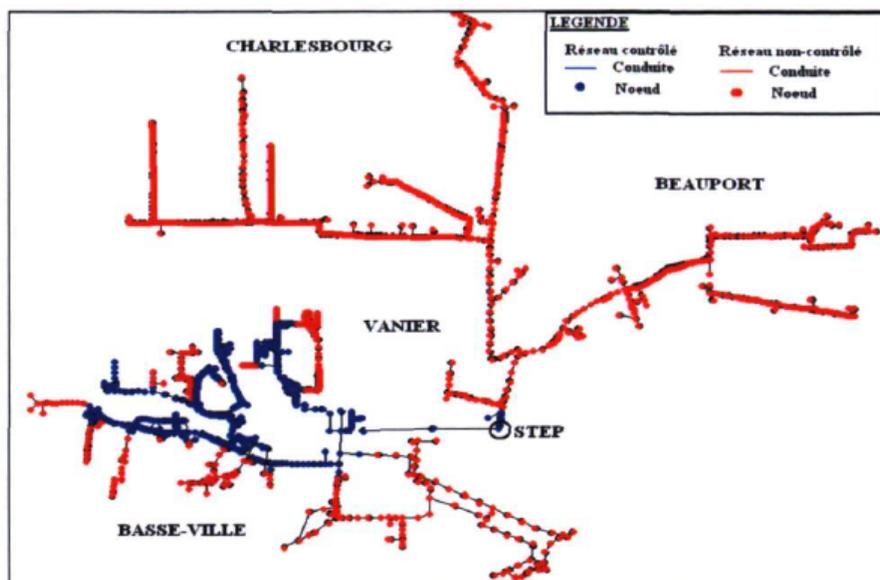


Figure 1.3: Modèle SWMM du réseau est de la ville de Québec implanté dans le logiciel Csoft (en rouge l'ensemble du réseau; en bleu, la partie du réseau du cas d'étude) (Wilpliez, 2011)

Une adaptation plus simplifiée du modèle (Wipliez, 2011) implanté dans Csoft a été réalisé pour une meilleure lisibilité du comportement de l'ensemble du système et sur les variables intervenantes. Ce modèle simplifié (figure 1.4) lui a permis d'estimer l'impact de la vidange des bassins de rétention.

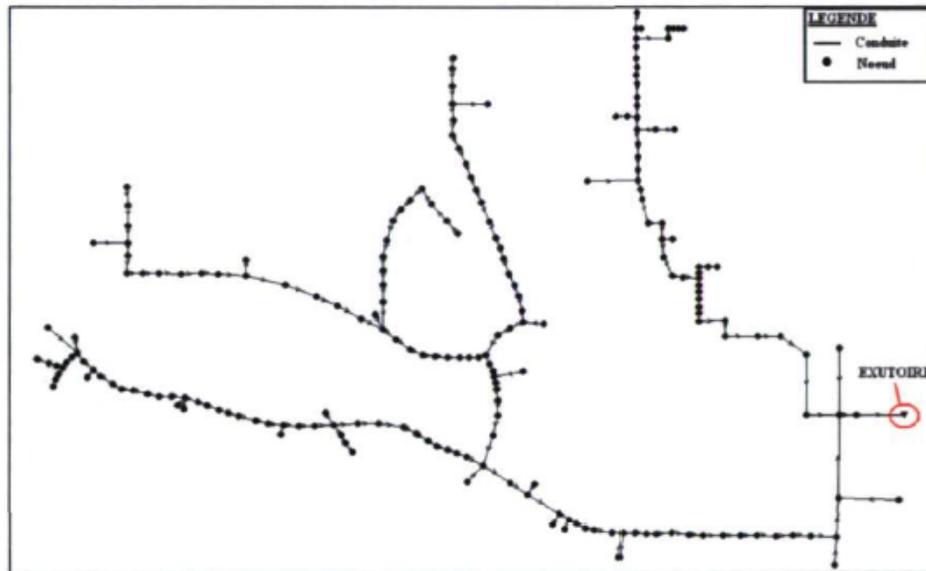


Figure 1.4: Modèle simplifié du réseau (cas d'étude), en rouge l'exutoire (Station de traitement Est -Beauport)

Dans la suite du projet, le modèle SWMM du réseau va permettre de référencer l'ensemble des conduites avec leurs caractéristiques en fonction des tronçons considérés (longueur de conduites, diamètres, pente moyenne de chaque tronçon et rugosité). Ces caractéristiques seront essentielles pour le dimensionnement du modèle des conduites dans WEST®. (Voir partie 2.2)

1.4. L'utilisation du logiciel WEST®

Des modèles de simulation de la génération et du devenir de la pollution particulaire en réseau unitaire existent. Si SWMM est le modèle choisit par la ville de Québec pour quantifier et contrôler la charge polluante arrivant à la station de traitement, Vanrolleghem et al. (2005) propose un autre modèle de simulation par le biais du logiciel WEST® (MIKE by DHI software) qui prend en compte trois parties importantes à modéliser pour étudier le comportement des particules dans un système globale d'assainissement. (KOSIM pour la modélisation du réseau d'égout, ASM1 pour la station de traitement et RWQM1 pour la simulation du cours d'eau récepteur).

WEST® est une interface ergonomique qui utilise une librairie assez exhaustive de modèles se basant sur une multitude d'équations différentielles. En 2003, Vanhooren et al. exposent le langage MSL-USER (Model Specification language) utilisé par le logiciel WEST® pour l'intégration de modèle. Le code programmé en MSL est ensuite traduit en C++, un autre langage de programmation, puis compilé afin d'augmenter de manière significative la vitesse de calcul du logiciel.

Le principal intérêt de WEST® est de pouvoir directement accéder aux codes de base de chaque modèle formant ainsi une grande librairie de modèles de différents sous-systèmes physiques connectés les uns aux autres et facilement modifiables. Les modèles proposés ont été créés par les chercheurs et sont en perpétuels développement.

Avant d'exposer le modèle globale d'une partie du réseau d'assainissement de la ville de Québec, il est important de comprendre les modèles des sous-systèmes qui le composent et implanté dans le logiciel WEST®. Dans la suite de cette partie, des modèles détaillés de ces sous-systèmes sont développés.

1.4.1. La modélisation de bassins de rétention (BR) (cette partie est adapté du mémoire de thèse de Maruéjols, 2012)

Cette partie traite de la modélisation phénoménologique de bassins de rétention et non de modèle permettant la conception d'ouvrage. La modélisation phénoménologique a pour but d'être intégré par la suite dans un système global et d'assurer une optimisation de la gestion de l'eau.

Un premier modèle de bassin de rétention du point de vue phénoménologique est proposé par Lessard et Beck (1991). Il apparaît comme un bassin hors-ligne unidimensionnel couplé d'un système de pompage pour la vidange. A la base, deux couches sont considérées: une couche liquide et une couche composée de boues.

Ce modèle de BR a récemment été amélioré. En effet, un puits de pompage (PP) a été couplé au BR pour assimiler le comportement des particules provoqué par la mise en route des pompes. (figure 1.5) L'objectif est de pouvoir mettre en exergue le contrôle des pompes, les processus de sédimentation/remise en suspension et le transport de matières en suspension.

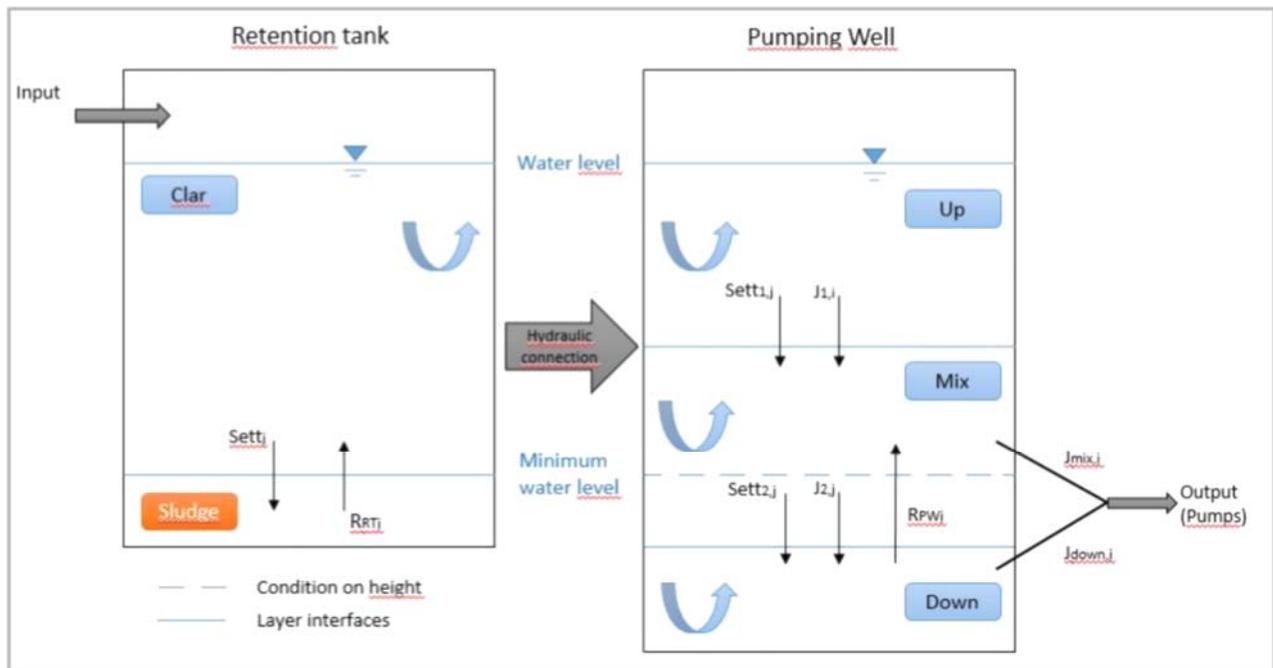


Figure 1.5: Schéma théorique du modèle RT/PW (Bassin de Rétention/Puit de Pompage) de Maruéjols et al. (2012) amélioré en trois couches

1.4.1.1. Le modèle du bassin de rétention (BR)

En regardant la concentration de matières en suspension (MeS) à l'entrée et en sortie du système BR/PP, Maruéjols (2012) a constaté l'existence d'une homogénéité à l'intérieur du modèle de bassin de rétention. Ainsi, une seule couche, appelée « clar », est nécessaire pour décrire les processus. Les concentrations des polluants pour chaque couche sont obtenues en réalisant la fraction entre la masse de polluants pour une classe de particule j présente dans la couche considérée et le volume de cette couche ($C_{couche,j} = M_{couche,j} / V_{couche,j}$).

Il ajoute que « aucun volume de boue n'a besoin d'être défini puisque la hauteur de boue est négligeable comparée à la hauteur d'eau ». Cette idée est traduite par l'équation suivante :

$$\frac{dM_{sludge,j}}{dt} = Sett_j - R_{RT,j} \quad (1)$$

Avec

- **M_{sludge}** : masse (en g) de polluants pour la classe de particule j présent dans les boues.
- **$Sett_j$** : terme décrivant la sédimentation pour la classe de particule j . On le détermine de la manière suivante :

$$Sett_j = C_{clar,j} \cdot V_{s,j} \cdot A \quad (2)$$

Ici, $C_{clar,j}$ est la concentration de polluants dans la couche de classe de particule j . $V_{s,j}$ correspond à la vitesse de chute pour la classe de particule j exprimée en m/h. La superficie du bassin de rétention est définie par le terme **A** (en m²).

- **$R_{RT,j}$** : terme décrivant la resuspension pour la classe de particule j . On le détermine de la manière suivante :

$$R_{RT,j} = k_1 \cdot M_{sludge,j} \cdot a_1 \quad (3)$$

Ici, k_1 est un coefficient d'ordre 1 contrôlant la vitesse de resuspension. Ce coefficient est établi par défaut à 8 h^{-1} . a_1 est une variable d'état Booléen égale à 1 lorsque les particules sont en resuspension à la fin de la vidange.

Le fond du bassin de rétention peut être assimilé à la somme des masses des différentes classes de particules. Ces particules se remettent en suspension lorsque le volume d'eau dans le bassin est assez conséquent lors de la fin de la vidange. Cette masse de particules est injectée dans le puits de pompage. Les matières polluantes solubles transportées dans l'écoulement sont considérées dans le modèle implanté dans le logiciel WEST® mais ne sont pas considérées dans l'équation suivante. Ce phénomène est traduit par l'équation suivante :

$$\frac{dM_{clar,j}}{dt} = Q_{in} \cdot C_{in,j} - (Q_{out} + Q_{over}) \cdot C_{clar,j} - Sett_j - R_{RT,j} \quad (4)$$

Avec

- $M_{clar,j}$ est la masse (en g) de polluants pour la classe de particules j dans l'eau clarifiée du bassin de rétention.
- Q_{in} , Q_{out} et Q_{over} sont des débits correspondant respectivement à un débit d'entrée, un débit de débordement et un débit de sortie exprimé en m^3/h .
- $C_{in,j}$ et $C_{clar,j}$ représentent respectivement les concentrations en matière en suspension de l'effluent et de l'eau clarifiée du bassin de rétention pour une classe de particules j.

Les équations hydrauliques utilisées pour traduire le comportement entre le BR/PP est la suivante :

$$\frac{dV}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \quad (5)$$

Les arguments de temps ont été omis volontairement pour faciliter la lecture des formules.

1.4.1.2. Le modèle du puits de pompage (PP)

Comme il a été évoqué précédemment, le BR et le PP sont reliés hydrauliquement. D'après Marujouls (2012), le niveau d'eau entre les deux bassins est le même en considérant le « Minimum Level Water » (seuil minimum d'eau) comme le niveau zéro.

Le puits de pompage est stratifié en trois couches appelées « Up », « Mix » et « Down » et assimilées à des réservoirs homogènes. Le principe est simple, les débits en provenance du BR peuvent arriver soit dans la couche « Up », soit dans la couche « Mix ». Cela dépend alors du niveau d'eau à l'intérieur du puits de pompage. L'équation (5) qui régit le comportement hydraulique de chacune des couche en présence dans cette ouvrage est la même que celle utilisée pour expliquer le comportement dans le BR.

Lorsque le niveau d'eau atteint la couche « Up », l'équation d'équilibre de masse est différente (6). La sédimentation des particules est active à n'importe quel moment, que ce soit au moment du remplissage, du stockage ou bien encore de la vidange. Le volume d'eau restant à la fin de chaque évènement est représenté par le seuil « Minimum water level ». Lorsque les pompes commencent à fonctionner, les particules restant dans la couche « Down » sont remises en suspension et remonte dans la couche supérieure « Mix ». Cette idée est traduite par les équations (7), (8) et (15). La couche « Mix » est la plus influencée par la remise en suspension des particules. Les particules ne peuvent pas remonter jusque la couche « Up ». Le débit de sortie transmis par la pompe possède un ratio variable entre les débits des couches « Mix » et « Down » (11) (12) (16). Les équations d'équilibre de masse sont les suivantes :

$$\frac{dM_{Up,j}}{dt} = (Q_{in} \cdot C_{in,j} - J_{1,j} - Sett_{1,j}) \cdot a_2 \quad (6)$$

$$\frac{dM_{Mix,j}}{dt} = Q_{in} \cdot C_{in,j} \cdot (1 - a_2) - J_{Mix,j} + J_{1,j} - J_{2,j} + Sett_{1,j} \cdot a_2 - Sett_{2,j} + R_{PW,j} \quad (7)$$

$$\frac{dM_{Down,j}}{dt} = J_{2,j} - J_{Down,j} + Sett_{2,j} - R_{PW,j} \quad (8)$$

Avec

- $M_{Up,j}$, $M_{Mix,j}$ et $M_{Down,j}$ correspondent aux masses de particules contenues dans chaque couche pour une classe de particules j ;
- a_2 est une variable d'état Booléenne. La valeur est égale à 1, si le niveau d'eau est au-dessus de la couche « Mix ». La valeur est égale à 0, si le niveau d'eau est en-dessous de l'interface « Mix/Up ».
- $J_{1,j}$ et $J_{2,j}$ correspondent aux flux de masse entre les couches « Up » et « Mix » pour une classe de particule j . Par extension, puisqu'il existe une connexion BR/PP, ces deux termes représentent également les flux d'interface causés par le débit de sortie de la pompe.
- $Sett_{1,j}$ et $Sett_{2,j}$ correspondent aux flux de sédimentation masse entre les couches « Up » et « Mix » pour une classe de particule j .
- $J_{Mix,j}$ et $J_{Down,j}$ représentent respectivement les flux de sortie pour les couches « Mix » et « Down » pour une classe de particule j . Ces valeurs s'expriment en (g/h).
- $R_{PW,j}$ est l'expression du flux de remise en suspension entre les couches « Down » et « Mix » pour une classe de particule j .

Les termes cités précédemment sont obtenus grâce aux relations suivantes :

$$J_{1,j} = Q_{out} \cdot C_{Up,j} \quad (9)$$

$$J_{2,j} = Q_{out} \cdot C_{Mix,j} \cdot (1 - a_{Mix}) \quad (10)$$

$$J_{Mix,j} = Q_{out} \cdot C_{Mix,j} \cdot a_{Mix} \quad (11)$$

$$J_{Down,j} = Q_{out} \cdot C_{Down,j} \cdot (1 - a_{Mix}) \quad (12)$$

$$Sett_{1,j} = C_{Up,j} \cdot V_{s,j} \cdot A \quad (13)$$

$$Sett_{2,j} = C_{Mix,j} \cdot V_{s,j} \cdot A \quad (14)$$

$$R_{PW,j} = k_2 \cdot M_{Down,j} \cdot (1 - a_2) \quad (15)$$

Avec

- **k2** est un coefficient du premier ordre qui traduit la remise en suspension. Sa valeur est fixée par défaut à 10 h⁻¹.
- **a_{Mix}** est un terme qui rend compte de la part de polluants « Mix » et « Down » en présence dans le flux de sortie. Il se calcul de la manière suivante :

$$a_{Mix} = \frac{(1 - \exp[-\alpha \cdot \text{MAX}(t - t_{Pstart}, 0)])}{2} \quad (16)$$

Avec

- **T_{Pstart}** (h) correspond à la durée de fonctionnement de la pompe. On obtient alors une variation exponentielle des fractions polluantes. Lorsque la pompe commence à fonctionner **a_{Mix}** tend vers 0 et lorsque **t-t_{Pstart}** tend vers l'infini **a_{Mix}** tend vers 0,5. Ce qui traduit qu'une part importante des polluants en présence dans la couche « Down » est pompée au démarrage.
- **α** est un coefficient établi par défaut à 0,002 h⁻¹.

Physiquement, l'équation (16) expose l'hypothèse que les boues à proximité de l'entrée de la pompe sont extraites en premier lors du démarrage. Puis, à un certain moment les boues sont plus difficiles à extraire à cause d'une distance plus importante.

1.4.2. La modélisation des conduites d'un réseau d'assainissement

1.4.2.1. Le principe et les équations régissant le modèle

L'hypothèse de départ pour modéliser les conduites a été de considérer la modélisation hydrologique du système et non la modélisation hydrodynamique (Equations de Saint-Venant). En effet, Solvi (2007) propose une étude du système d'égout du point de vue hydrologique. « Les conduites seront modélisées par des modèles « boîtes noires » utilisant une fonction de transfert pour expliquer le transport sans pour autant représenter exactement les processus physiques dans la structure. »

Pour modéliser mathématiquement cette idée, la méthode de Kalinin-Miljukov est utilisée. Tout le système d'égouts se dessine alors comme une succession de réservoir linéaire en cascade d'une certaine longueur et dans lequel il est considéré un écoulement permanent. (figure 1.6). Chacun de ces réservoirs répondent à une équation de rétention (17) et une équation reliant le débit et le volume (18). La qualité est quant à elle reproduite en considérant ces réservoirs comme des réacteurs complètement mélangés à volume variable (19). Le modèle actuel permet de considérer 10 classes de particules.

$$\frac{dV(t)}{dt} = Q_{in}(t) - Q_{out}(t) \quad (17)$$

$$Q_{out}(t) = \frac{1}{k} \cdot V(t) \quad (18)$$

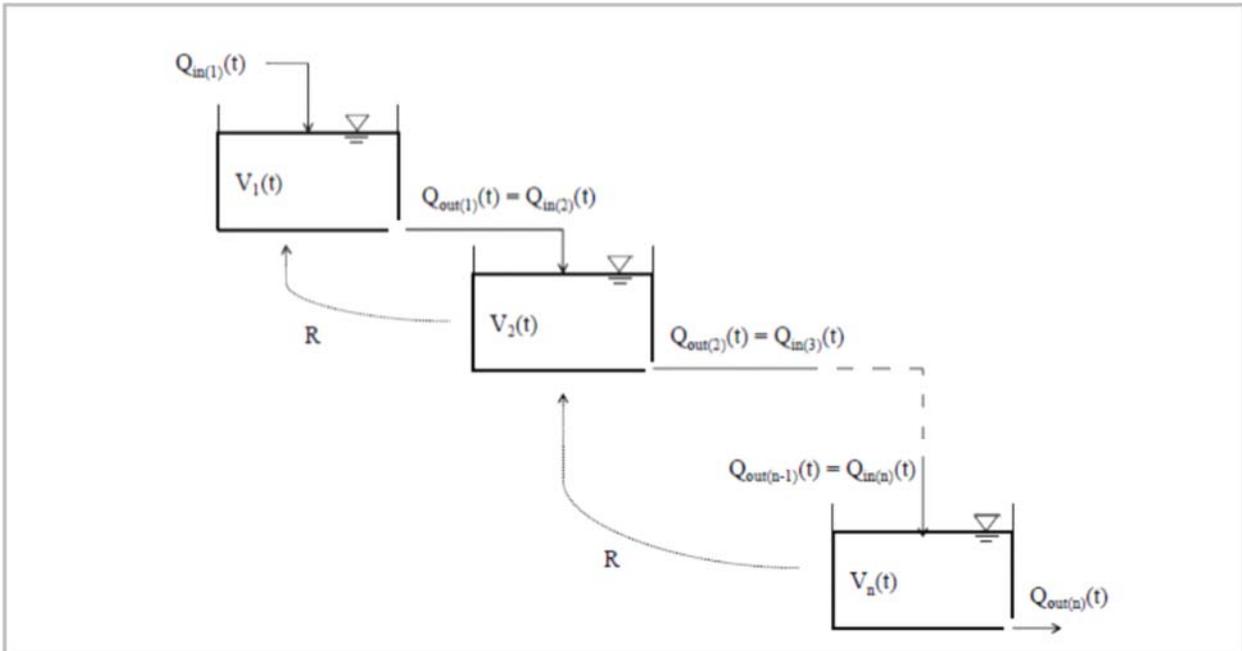
$$\frac{dC_j(t)}{dt} = \frac{C_{in,j}(t) \cdot Q_{in}(t) - C_j(t) \cdot Q_{out}(t)}{V} \quad (19)$$

Avec

- Q_{in} et Q_{out} correspondent respectivement aux débits d'entrée et de sortie, en (m³/s) ;
- $C_{in,j}$ représente la concentration entrante pour une classe de particules j, en (g/m³) ;
- C_j représente la concentration de la classe de particule j dans le réacteur (g/m³) ;
- V est le volume d'eau dans le réservoir, exprimé en m³ ;

➤ k est la constante de rétention, exprimé en s.

Le problème de l'utilisation de ce type de modèle est l'absence de la considération du phénomène de refoulement (l'effet des eaux à l'aval sur les eaux à l'amont) présent dans les réseaux d'égout. Cependant, Solvi et al. (2005) et Gujer (2008) propose d'ajouter un système de recirculation (R) du réservoir n vers le réservoir n-1 afin de traduire ce phénomène. (figure



1.6)

Figure 1.6: Schéma conceptuel de réservoirs en séries (adapté par Maruéjols (2012) de Schuetze (1998))

L'utilisation de cette méthode a montré qu'elle était aussi performante que l'utilisation de la méthode de Barré de Saint-Venant. (Meirlaen et al., 2001) Cependant, il est nécessaire de bien calibrer le modèle de réservoirs en série, notamment en utilisant des mesures in situ ou des simulations réalisées à l'aide de modèles complexes (par exemple, Barré de Saint-Venant).

Ainsi, l'avantage d'utiliser ce type de modèle est la réduction considérable du temps de calcul.

1.4.2.2. Mise en pratique de la méthode de Kalinin-Miljukov

Pour déterminer les caractéristiques des réservoirs linéaires telles que le temps de rétention dans un réservoir (**k**) ou en encore le nombre de réservoir (**n**) pour modéliser l'ensemble du système, des équations ont été développées par Euler (1983) pour l'application de la méthode de Kalinin-Miljukov sur des conduites circulaires.

$$L_c = 0,4 \cdot \frac{d}{s} \quad (20)$$

$$n = \text{Ent} \left(\frac{L}{L_c} \right) \quad (21)$$

Avec

- L représente la longueur de conduites considérée à modéliser, exprimée en m ;
- L_c est la longueur caractéristique pour un réservoir, exprimée en m ;
- d est le diamètre de la conduite, exprimé en m ;
- s est la valeur de la pente de la conduite.

Pour obtenir le temps de rétention (**k**) dans les réservoirs, il suffit d'appliquer les équations (22), (23) et (24).

$$L^* = \frac{L}{n} \quad (22)$$

$$Q_{max} = a \left[-2 \cdot \log \left(\frac{2,51 \cdot v}{d \sqrt{2gds}} + \frac{k_s}{3,71d} \right) \cdot \sqrt{2gds} \right] \quad (23)$$

$$k = 0,64 \cdot L^* \cdot \frac{d^2}{Q_{max}} \quad (24)$$

Avec

- L* est la longueur spécifique corrigée pour une portion de conduite individuelle, exprimée en m;

- Q_{max} est le débit d'évacuation maximum pour une conduite et se calcule avec l'équation de Colebrook-White (e.g. Hager, 1999), exprimé en m^3/j ;
- a correspond à l'aire de la section de la conduite, exprimée en m^2 ;
- g est la valeur de la gravité, exprimée en m/j^2 ;
- ν est la valeur de la viscosité cinématique de l'eau, exprimée en m^2/j ;
- k_s correspond à la rugosité de la conduite, exprimée en m .

Enfin, à partir de ces équations, il est ensuite possible de déterminer la vitesse maximale d'écoulement V_{max} dans le réservoir (9), le temps de parcours T_{flow} (10) ou encore le volume d'un réservoir (11).

$$V_{max} = \frac{Q_{max}}{a} \quad (25)$$

$$T_{flow} = \frac{L}{V_{max}} \quad (26)$$

$$V^* = L \cdot a \quad (27)$$

1.4.3. La modélisation du traitement primaire selon Takács

Le modèle de décanteur primaire implémenté dans le logiciel WEST® est basé sur le modèle développé par Takács et al. (1991). Ce modèle décrit le comportement d'un décanteur secondaire en utilisant la concentration de Matières en Suspension et de polluants solubles comme paramètres principaux.

Cependant Gernaey et al. (2001) ont étendu le modèle en montrant l'adaptabilité de celui-ci pour décrire le comportement d'un décanteur primaire. De plus, la concentration de matière en suspension n'est plus le seul paramètre utilisé pour modéliser la décantation primaire. En effet, le modèle prend en compte la vitesse de chute des particules. (voir méthode ViCAs, partie 1.5) La vitesse de chute est donc une mesure prise in situ et non issue d'un quelconque modèle. Cette idée a été confortée et validée par Bachis et al. (2012) qui ont utilisé des données réelles d'une campagne d'échantillonnage menées pendant 10 jours dans une station de traitement des eaux usées en Grande-Bretagne (Norwich) par Lessard et Beck (1988).

1.5. La méthode ViCAs

Afin de modéliser et simuler la génération des particules polluantes dans un réseau, l'équipe de recherche modelEAU réalise des expériences en laboratoire sur le comportement des particules présentes dans les eaux usées. On s'intéresse alors à la vitesse de chute des particules pour décrire le comportement des particules. Cette idée est à la base de la conception des différents modèles cités précédemment.

La méthode employée par l'équipe est la méthode ViCAs (**V**itesse de **C**hute en **A**ssainissement). C'est un protocole de mesure développé par Chebbo et Gromaire (2009) qui consiste à prélever un échantillon d'eau usée et d'établir un profil de vitesses de chutes des particules. Le choix de cette méthode s'explique par le faible volume d'eau usée à prélever, la rapidité d'analyse ou encore la méthode de remplissage. Les échantillons peuvent être issus d'un prélèvement en une fois (utilisation d'un seau de 5L) ou être issus d'un échantillon composé d'un mélange de volume d'échantillon proportionnel à un débit déversé lors de l'échantillonnage.

L'expérience ViCAs nécessite une colonne de plexiglas d'environ 65 cm de hauteur et de 7 cm de diamètre, un support pour maintenir la colonne, des coupelles pour récupérer les échantillons décantés et un chronomètre. (Figure 1.7)

La mesure est réalisée sur une période de 24h avec un échantillon d'eau usée ayant un volume de 4.5L. Puis, l'échantillon est mélangé et injecté dans la colonne au moyen d'une pompe. Les éléments présents dans l'échantillon se mettent alors à décanter dans la colonne quiescente et sont récupérés dans les coupelles situées à la base du dispositif.

Pas moins de neuf coupelles avec leur masse sont récupérées de cette manière à des pas de temps variable et suffisent à un traitement numérique pour déterminer la fraction de la masse totale des matières en suspension présentes dans l'échantillon en fonction des vitesses de chute des particules. Il est possible alors de calculer un bilan de masse entre la masse totale récupérée et la concentration initiale mesurée.

Afin d'assurer une certaine cohérence, Chebbo et Gromaire ont établi que les résultats d'une expérience ViCAs ne pouvait être valide qu'à la condition que le bilan de masse se ferme à $\pm 15\%$.

Suite à l'application de la méthode ViCAs, il est possible d'établir les vitesses de chutes des particules selon 10 classes.

Vitesse de chute selon la classe de particule	Unité	Valeur
Vs(C1)	m/j	0.5
Vs(C2)	m/j	2
Vs(C3)	m/j	7
Vs(C4)	m/j	15
Vs(C5)	m/j	30
Vs(C6)	m/j	50
Vs(C7)	m/j	80
Vs(C8)	m/j	130
Vs(C9)	m/j	200
Vs(C10)	m/j	450

Tableau 1.1: Vitesses de chute Vs selon la classe de particule

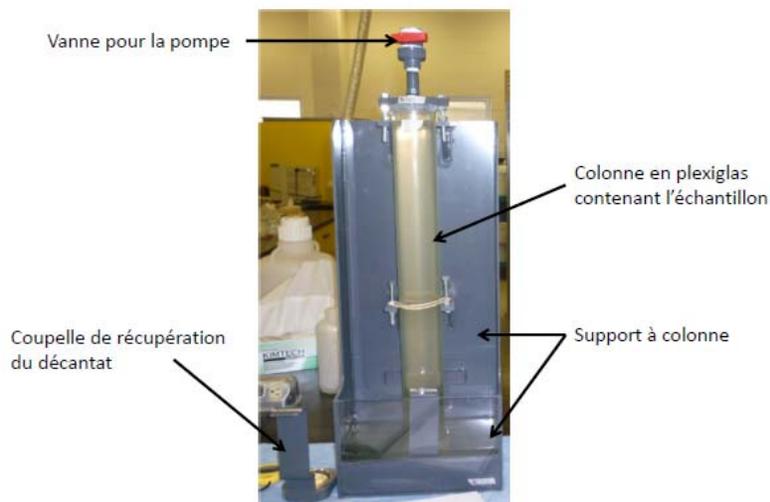


Figure 1.7 : Dispositif ViCAs

2. Etude de cas : la ville de Québec

2.1. Généralité

Le cas d'étude se situe dans la ville Québec au Canada, dans la zone de confluence de « La cité et Limoilou », de « Vanier-Rivière » et de « Beauport ». (Voir figure 1a, figure 1b, figure 1c, figure 1d). La ville possède deux réseaux d'assainissement reliés à deux stations de traitements différentes appelé usuellement station Est et station Ouest. Notre cas d'étude concerne le réseau acheminant les eaux unitaires à la station Est située au niveau de la baie de Beauport. On estime que ce réseau draine environ 36 km², pour une population de l'ordre de 270 000 habitants. La station Est traite en moyenne 8540 m³/h.

Dans les années 90, 14 bassins de rétention ont été intégrés au système de la ville, dont 10 bassins sont consacrées au stockage du trop-plein d'égout de la zone d'étude, soit une capacité de retenu de 103 000 m³. Ces bassins de rétention ont pour rôle de limiter le nombre de débordement des eaux unitaires dans le milieu naturel, soit 4 débordements pour la rivière Saint-Charles situé au cœur de la zone d'étude et débouchant dans la baie de Beauport et 2 débordements pour le fleuve Saint-Laurent.

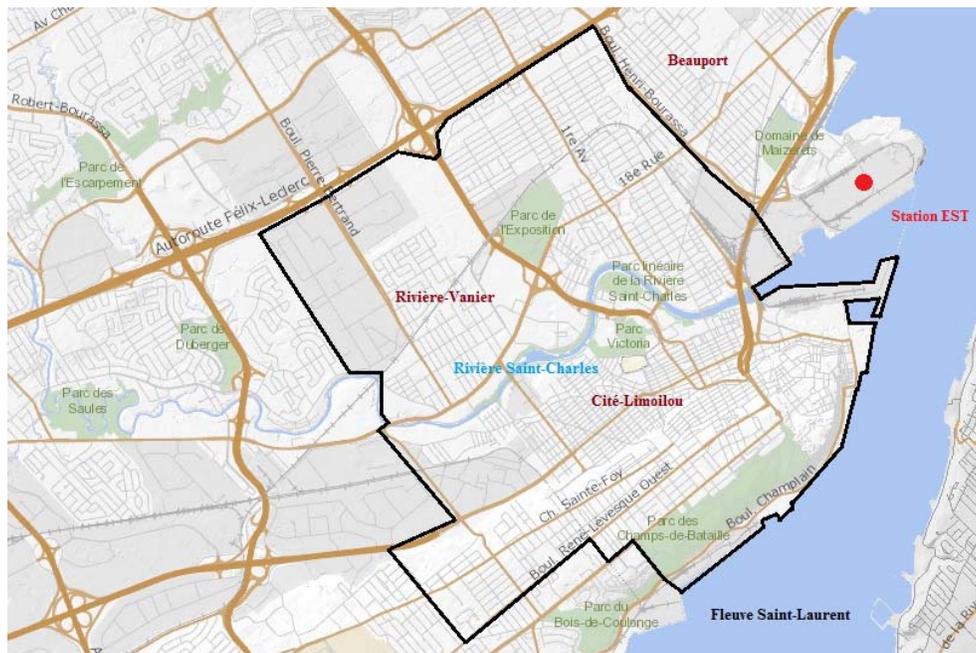


Figure 2.1: Localisation de la zone d'étude

Chaque bassin de rétention est jumelé avec un bassin versant respectif et draine les eaux unitaires (eaux usées et eaux pluviales) qui s’y écoulent. La figure indique la répartition des différents bassins versants sur la zone d’étude avec leur superficie de drainage et le volume du bassin de rétention qui leur sont associés. Ici, les volumes considérés sont les volumes de conception et non les volumes réels post-construction.

Le bassin versant de Beauport est pris en compte dans la zone d’étude car les eaux unitaires sont acheminées à la station Est.

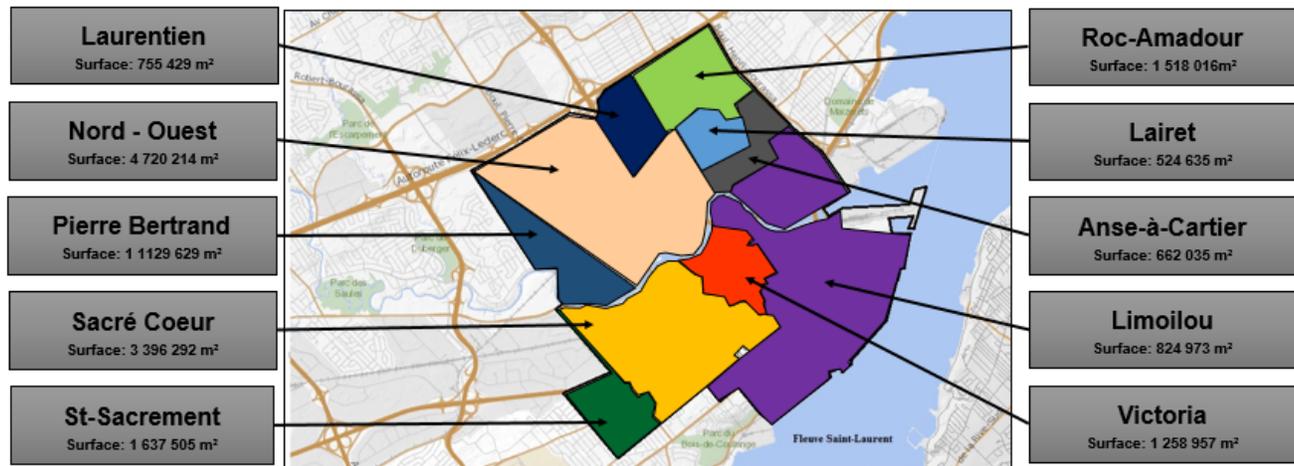


Figure 2.2: Descriptif des bassins versants (adapté de Wipliez, 2011)

D’après les Consultants BPR (1984), le développement de ces 10 bassins versants ont atteint un taux d’urbanisation maximum au milieu des années 80. En 1985, Lessard et Lavallée observent qu’une similitude entre les différents bassins versant peut être faite.

Wipliez (2011) émet l’hypothèse que depuis l’étude des consultants BPR (1984), bien qu’il y ait eut des changements sur certains lots, ni l’occupation du sol, ni les habitudes de vie, en terme de rejets à l’égout, n’ont varié de manière significative. De même, le dépôt des particules sur le sol, entre chaque évènement pluvieux, est identique pour chaque bassin versant, en supposant que les surfaces imperméables sont similaires, seules les superficies varient.

2.2. Modèle simplifié du réseau Est de la ville dans le logiciel SWMM

Le modèle simplifié du réseau Est de la ville de Québec avait été exposé succinctement dans la partie 1.3. (figure 1.4) Cette partie a pour objectif de référencer l'ensemble des caractéristiques du modèle.

Ainsi, les dix bassins de rétention associés aux dix bassins versants sont localisés dans SWMM par des indices (voir figure 2.3).

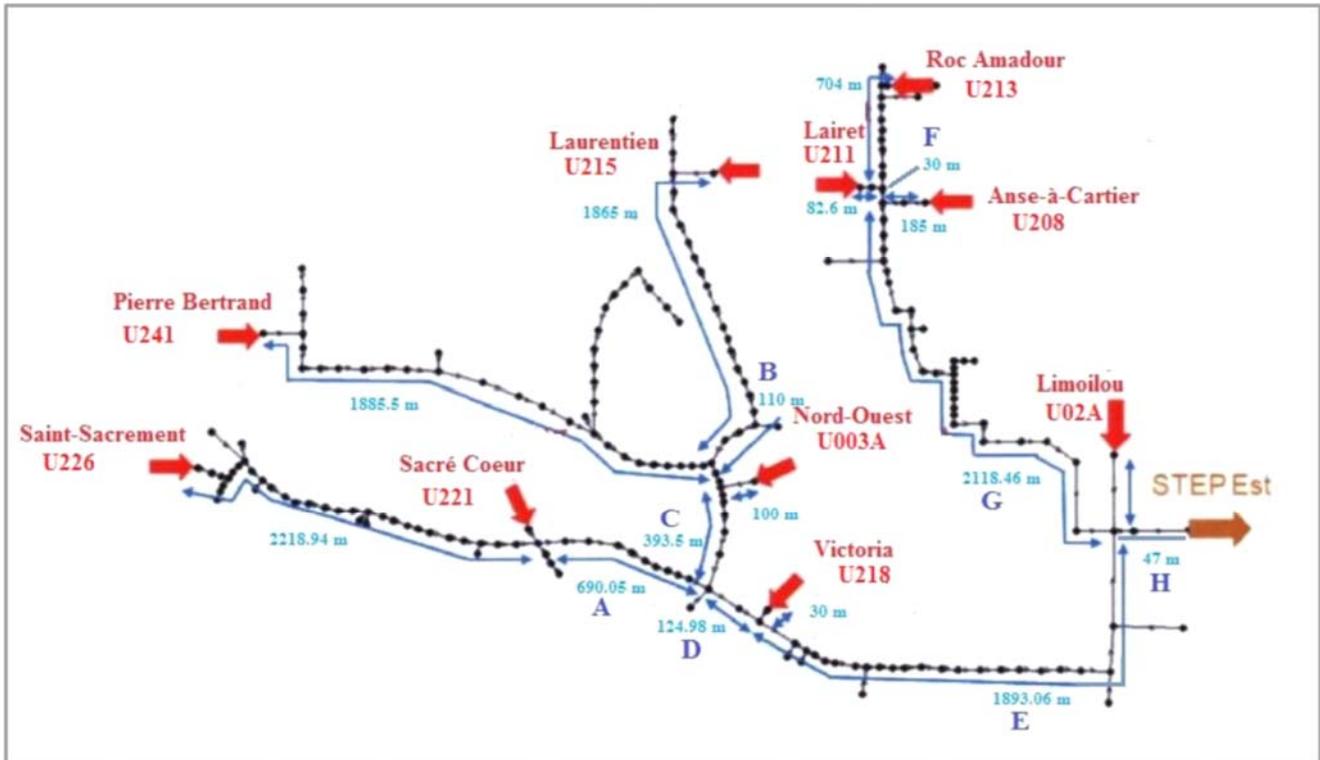


Figure 2.3: Localisation des différents bassins de rétention dans le modèle SWMM (adapté de Wipliez, 2011). En bleu, la longueur cumulée des conduites entre les différents tronçons

Le tableau 2.1 récapitule l'ensemble des caractéristiques des conduites de chaque tronçon. Ces données sont primordiales pour permettre le dimensionnement du modèle de réseaux d'égout selon la méthode de Kalinin-Miljukov exposé en partie 1.4.2.

<i>assins Versants</i>	<i>Indice SWMM</i>	<i>Bassins Versants</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Diamètre moyen section circulaire (m)</i>	<i>Rugosité</i>	<i>Pente</i>
BV1	U226	<i>St Sacrement</i>	2218.94	0.88	0.013	-0.0003
BV2	U221	<i>Sacre Cœur</i>	109.3	0.75	0.013	-0.0091
A	Jonction 3033A - 3023	<i>St Sacrement + Sacré Cœur</i>	690.95	1.29	0.013	-0.0014
BV3	U241	<i>Pierre Bertrand</i>	1885.5	1.12	0.013	-0.0031
BV4	U215	<i>Laurentien</i>	1865	1.27	0.013	-0.0042
B	Jonction 3069 - 4006	<i>Pierre Bertrand + Laurentien</i>	110	1.70	0.013	0.0082
BV5	U003A	<i>N-O</i>	100	0.90	0.013	-0.0133
C	Jonction 4006 - 3023	<i>Pierre Bertrand + Laurentien + N-O</i>	393.5	1.20	0.013	0.0082
D	Jonction 3023 - 3022	<i>Pierre Bertrand + Laurentien + N-O + St Sacrement + Sacré Cœur</i>	124.98	1.67	0.013	-0.0006
BV6	U218	<i>Victoria</i>	30	0.60	0.013	-0.0701
E	Jonction 3022 - 3002	<i>Pierre Bertrand + Laurentien + N-O + St Sacrement + Sacré Cœur + Victoria</i>	1893.06	1.70	0.013	-0.0028
BV7	U213	<i>Roc-Amadour</i>	704	0.87	0.013	-0.0041
BV8	U211	<i>Lairet</i>	82.6	0.60	0.013	-0.0097
F	Jonction 4166 - 3002	<i>Roc Amadour + Lairet</i>	30	0.90	0.013	-0.0114
BV9	U208	<i>Anse-à-Cartier</i>	185	0.98	0.013	-0.0098
G	Jonction 4166A - 4166	<i>Roc Amadour + Lairet + Anse-à-Cartier</i>	2118.46	1.16	0.013	-0.0039
BV10	U02A	<i>Limoilou</i>	47	1.05	0.013	-0.0087
H	Jonction 3002-STEP Est	<i>Tous</i>	60	2.10	0.013	-0.0100

Tableau 2.1 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des conduites pour chaque tronçon

3. Objectif 1 : Composition du modèle intégré existant (WEST®)

Le modèle présenté ci-dessous a été réalisé par Thibaud Maruéjols, ancien membre de la Chaire de Recherche modelEAU en tant que doctorant et post-doctorant. Son travail postdoctoral s'est axé dans la suite logique de sa thèse sur la *Gestion intégrée des eaux usées urbaines: caractérisation et modélisation du comportement des polluants dans un bassin de rétention en réseau unitaire* (2012). Il a alors proposé un modèle intégré du réseau Est de la ville de Québec. Cependant, aucun inventaire détaillé de cette conception n'avait été réalisé. L'un des objectifs de ce projet de fin d'étude est d'établir cet inventaire. La partie qui suit en est le principal objet.

3.1. Généralité du modèle

Un modèle intégré de la zone d'étude a été développé dans le logiciel WEST® dans le but de simuler le comportement hydraulique du réseau par temps sec et par temps de pluie ainsi que le comportement des particules polluantes arrivant à la station de traitement des eaux usées Est. L'annexe I compile l'ensemble des sous modèles incorporés dans WEST® permettant de construire les modèles. L'annexe II présente le modèle intégré construit dans WEST par Thibaud Maruéjols

Une étude du bassin versant de Saint-Sacrement et de la vidange du bassin de rétention avait été réalisée par Maruéjols (2012). L'hypothèse avait été faite que ce bassin de rétention rendait compte du comportement de l'ensemble des bassins de rétention du réseau. La conception du modèle se base sur ses travaux de recherche ainsi que sur les travaux d'autres chercheurs de la chaire de recherche modelEAU. Il se compose de multiples sous modèles spécifiques à chaque concept et chaque ouvrage du réseau permettant d'en simuler le comportement hydraulique et particulaire.

Le système étudié se compose de quatre bassins versants (BV1, BV2, BV3, BV4). Trois bassins versants (BV1, BV2, BV3) possèdent un bassin de rétention localisé le long d'un intercepteur composé de réservoir en cascade et débouchant dans un système de traitement primaire.

Les sorties du modèle sont l'effluent du décanteur, le soutirage des boues du décanteur, les débordements des BR et la dérivation de secours à l'entrée de la station et à l'entrée du décanteur primaire. Le modèle possède aussi des contrôleurs et des diviseurs de débits afin de concevoir l'idée de régulation contrôlé. Le modèle est découpé en 4 sous modèles :

- Bassin versant ;
- Bassin de rétention ;
- Réseau d'égout ;
- Traitement primaire.

Le tableau récapitule les principaux composants du modèle. La figure représente le modèle intégré dans son intégralité.

Modèles	Nombre
Bassin versant principaux	4
Bassin de rétention	3
Réseau d'égout	9
Dessableur	1
Décanteur primaire	1

Tableau 3.1 : Composition du modèle de Maruéjols dans WEST®

L'ensemble des caractéristiques de chaque sous-modèle est détaillé dans les parties qui suivent. Elles sont à la fois obtenues par des données issues d'études de terrain, d'expérience en laboratoire et de résultats de calculs de dimensionnement et empiriques. La complexité de ce modèle intégré s'explique par la présence de nombreux paramètres inconnus, donc par l'absence de données réelles. Ainsi, certains paramètres sont donc adaptés par la calibration afin d'obtenir une simulation plausible. Enfin, d'autres paramètres ont des valeurs par défaut dans WEST®.

3.2. Le modèle des bassins versants

Pour simplifier la modélisation de la zone d'étude, les dix bassins versants ont été regroupés en trois bassins versants (BV1, BV2, BV3). Le bassin versant n°4 (BV4) correspond aux eaux drainées de la zone de Beauport située au nord de la ville de Québec et dont les eaux unitaires sont également acheminées vers la station de traitements des eaux usées Est. Le regroupement conceptuel des bassins versants réalisé par Thibaud Maruéjols est basé sur le temps de parcours des vidanges des réservoirs de rétention et non sur leur proximité géographique. Maruéjols s'est basé sur les travaux de Wipliez (2011). Ce dernier a déterminé les différents temps de parcours selon deux méthodes.

La première méthode est statique. Une vitesse moyenne d'écoulement dans le modèle SWMM est appliqué afin d'obtenir le temps de parcours. La vitesse moyenne est 1 m/s et correspond à une valeur souvent utilisée dans la pratique (Brière, 2004).

La seconde méthode est dynamique. Wipliez (2011) a simulé des débits de vidange « types » dans le modèle SWMM.

Wipliez (2011) explique que la méthode de simulation dynamique donne des temps de parcours plus faible que la méthode statique car « les vitesses d'écoulement sont plus importantes en temps de vidange ».

Le tableau 3.2 expose les temps de parcours relevés aux différentes intersections des tronçons par Wipliez (2011) ainsi que le regroupement des bassins versants réalisé par Maruéjols pour la conception des modèles de bassins versants dans WEST®.

Bassin Versant	Nom	Indice SWMM	Méthode Statique Temps de parcours (Wipliez, 2011) en min	Méthode Dynamique Temps de parcours (Wipliez, 2011) en min
-----------------------	------------	--------------------	--	---

BV1	Victoria	U218	33	26
	Limoilou	U02A	1	1
	Anse-à-Cartier	U208	38	22
	Lairet	U211	36	38
	N-O	U003A	43	35
			151	122
BV2	Sacre-Coeur	U221	46	36
	Roc-Amadour	U213	47	42
	Laurentien	U215	74	64
			167	142
BV3	St-Sacrement	U226	83	75
	Pierre Bertrand	U241	74	72
			157	147

Tableau 3.2: Tableau de regroupement des bassins versants en fonction du temps de parcours

Il est alors possible de déterminer les caractéristiques des différents modèles de bassins versants (BV1, BV2, BV3). L'estimation des superficies des bassins versants a été réalisé par Harlé (2006). L'estimation de la superficie de la zone de Beauport est une hypothèse de Thibaud Maruéjols en fonction de l'apport hydraulique à la station Est. La figure 3.1 expose le regroupement des dix bassins versants en trois modèles de bassins versants.

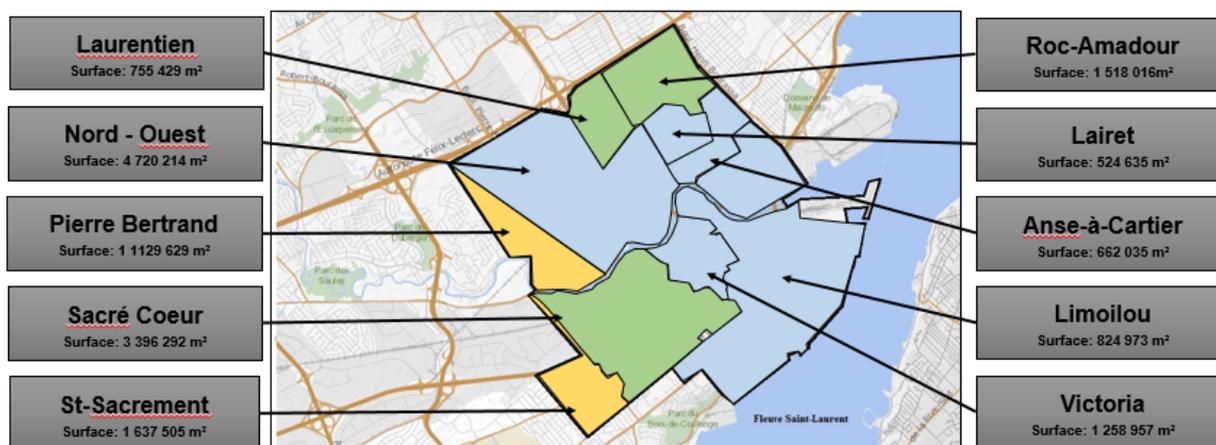


Tableau 3.3: Carte descriptive du regroupement des bassins versants avec leur surface respective

Le tableau 3.3 récapitule les superficies des quatre modèles.

Bassin versant modèle	Indice SWMM	Bassin Versants	Superficie (m ²)	Total (m ²)
BV1	U218	Victoria	1 258 957	7 990 814
	U02A	Limoilou	824 973	
	U208	Anse Cartier	662 035	
	U211	Lairet	524 635	
	U003A	N-O	4 720 214	
BV2	U221	Sacre Cœur	3 396 292	5 669 737
	U213	Roc-Amadour	1 518 016	
	U215	Laurentien	755 429	
BV3	U226	St Sacrement	1 637 505	2 767 134
	U241	Pierre Bertrand	1 129 629	
BV4	Station EST	Beauport	18 000 000	18 000 000

Tableau 3.4: Caractéristique des modèles de bassins versant

A partir des superficies obtenues et de l'estimation de la population (270 000 habitants) dans la zone d'étude, il est possible de déterminer la densité de population de la zone d'étude, soit 8200 hab/km². L'hypothèse émise par Thibaud Maruéjols pour conceptualiser le modèle est de considérer que la densité de population sur chacun des bassins versant est la même. Ce paramètre entre en compte dans la calibration des sous modèles BV1, BV2, BV3 et BV4.

A Québec, on estime qu'un habitant rejette une quantité moyenne d'eaux usées de l'ordre de 0,28 m³/j.

3.3. Le modèle des bassins de rétention

3.3.1. Avant-propos

Le dimensionnement des modèles des bassins de rétention et des puits de pompage se base sur les caractéristiques du bassin de rétention de Saint-Sacrement. Ce BR avait fait

l'objet d'une étude par Maruéjols et al. (2012) afin de déterminer le comportement des particules lors d'une vidange. Pour concevoir son modèle de BR, Maruéjols émet l'hypothèse que le bassin de Saint-Sacrement est représentatif du comportement de l'ensemble des BR du réseau. Ainsi, une adaptation de ce modèle à l'échelle d'un seul BR a pu être envisagée pour l'ensemble des BR du réseau. Le puits de pompage associé au BR de Saint-Sacrement est lui aussi considéré comme représentatif de l'ensemble des puits de pompage présents dans le réseau.

Le tableau 3.4. fait état de l'ensemble des caractéristiques du BR et du puits de pompage de Saint-Sacrement.

	Unité	Valeur
Bassin de rétention		
Surface (<i>Sbr</i>)	m ²	1 500
Puit de pompage		
Surface (<i>Spw</i>)	m ²	36,45
Volume puit de pompage (<i>Vpw</i>)	m ³	177,47
Volume minimum (<i>Vmin</i>)	m ³	13
Volume mix (<i>Vmix</i>)	m ³	40
Volume de boue (<i>Vsludge</i>)	m ³	11

Tableau 3.5: Tableau des caractéristiques du bassin de rétention de Saint-Sacrement

3.3.2. Caractéristiques et dimensionnement des modèles de bassins de rétention

Trois bassins de rétention (BR1, BR2, BR3) sont associés respectivement à BV1, BV2, BV3. La modélisation de ces BR se base sur le modèle de base développée par Maruéjols et

al.. (2012) et expliquée plus haut dans ce rapport. Pour rappel, ce sont des modèles dynamiques en une dimension de bassin hors-ligne adapté de *Lessard et Beck (1991)* et où la matière en suspension (MeS) est fractionnée en classes de particules selon leur vitesse de chute V_s .

BR1, BR2 et BR3 regroupent les volumes de conception des dix BR présents dans le réseau associés aux dix bassins versants. (figure 3.2)

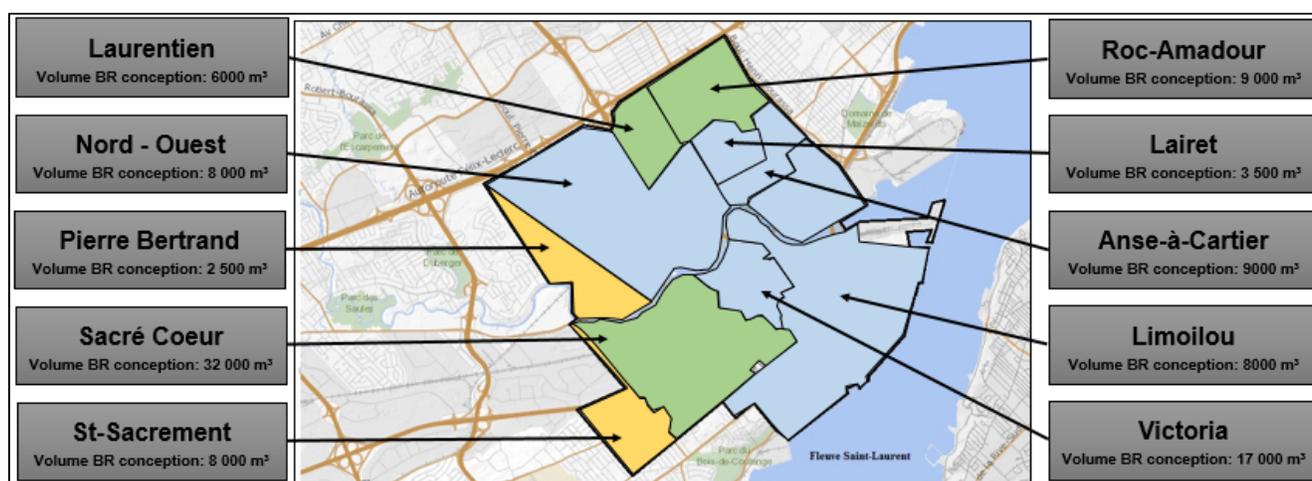


Figure 3.1: Carte descriptive de la répartition des bassins de rétention selon leur bassin versant respectif avec leur volume de conception

La répartition des volumes totaux des trois BR est résumée dans le tableau 3.5.

Bassins versants modèle	Indice SWMM	Bassins Versants	Volume BR réel (m3)	Volume BR modèle (m3)
	U218	<i>Victoria</i>	17 000	45 500
	U02A	<i>Limoilou</i>	8 000	

BV1	U208	<i>Anse A Cartier</i>	9 000	
	U211	<i>Lairet</i>	3 500	
	U003A	<i>N-O</i>	8 000	
BV2	U221	<i>Sacre Cœur</i>	32 000	47 000
	U213	<i>Roc Amadour</i>	9 000	
	U215	<i>Laurentien</i>	6 000	
BV3	U226	<i>St Sacrement</i>	8 000	10 500
	U241	<i>Pierre Bertrand</i>	2 500	

Tableau 3.6: Volume de rétention pour BV1, BV2, BV3

Ces volumes permettent alors d'établir un dimensionnement des trois modèles de BR. Le tableau indique les principales valeurs dimensionnées à partir du BR référent de Saint-Sacrement et paramétrées dans WEST®. (Voir Tableau 3.6)

Paramètres	BR1	BR2	BR3
Surface BR (m ²)*	9 400	9 100	2 100
Volume Maximum (m ³)	45 500	47 000	10 500
Volume Minimum (m ³)	10	10	1
Taux de resuspension (h ⁻¹)	500	500	500

Tableau 3.7: Paramètres dimensionnant les bassins de rétention

* La surface des BR est obtenue en considérant une hauteur de 5 mètres. Cette hauteur a été choisie arbitrairement mais logiquement afin de rendre compte d'une certaine réalité.

Comme il a été expliqué dans la partie 1.5, des études sur le comportement des particules au sein d'un bassin de rétention ont été réalisées. Ainsi, à partir d'échantillonnage des eaux contenues dans le réseau et de l'utilisation en laboratoire de la méthode ViCAs, les vitesses de chute des particules en présence ont pu être déterminées et classifiées (Tableau 1.1).

En premier lieu dans le modèle de bassin de rétention, Maruéjols et al. (2012) considéraient seulement les vitesses de chute de 3 classes de particules. Afin d'affiner le modèle, des études expérimentales postérieures ont permis d'étendre la gamme à 10 classes de particules. (Voir Tableau 3.7)

3.3.3. Dimensionnement des modèles de puits de pompage (PP)

Le postulat de départ repose sur un principe. Chaque modèle de bassin de rétention dans le modèle intégré est couplé à un puit de pompage. Hors, dans la réalité, tous les bassins de rétention n'en possèdent pas forcément.

Ainsi, chaque modèle de puits de pompage est dimensionné en fonction du BR auquel il est jumelé et selon les caractéristiques du BR référent de Saint Sacrement. Ici, le tableau 3.7 résume les différents paramètres dimensionnant les modèles de puits de pompage.

Paramètres	Unité	PP1	PP2	PP3
Surface PP	m ²	220	228	51
Volume Maximum	m ³	1180	1222	273
Volume Minimum	m ³	80	80	18
Volume Mix	m ³	242	242	56
Volume de boue	m ³	67	70	15

Tableau 3.8: Paramètres dimensionnant les trois puits de pompage

La vitesse de chute des particules est aussi un paramètre à prendre en compte dans le modèle des puits de pompage, la même gamme des vitesses de chute par classe a été paramétrée.

3.4. Le modèle du réseau de conduite

Le réseau d'égouts est modélisé en utilisant la méthode de Kalinin-Miljukov décrite dans la partie 1.4.2.2.

Le modèle du réseau est séparé en trois parties (liées BV1, BV2, BV3, BV4), Maruéjols a donc appliqué la méthode de Kalinin-Miljukov à chacun de ces tronçons. Le tronçon 1 réceptionne les eaux drainées par le BV1. Le tronçon 2 récupère à la fois les eaux issues du BV1, du BV2 et du BV4. Enfin, le tronçon 3 collecte les eaux de l'ensemble des BV avant d'arriver au niveau de la station.

De même que pour la modélisation des bassins versants et des bassins de rétention, Maruéjols a regroupé les caractéristiques selon le temps de parcours. Le tableau 3.8 récapitule les différentes caractéristiques (longueur de conduites, diamètre des sections, rugosité) utilisées pour calculer les modèles des conduites selon la partie considérée.

		Unité	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3
Longueur réelle de conduite	L	m	2050	1500	2500
Diamètre	d	m	1.1	2.4	2.8
Pente*	s	-	0.001	0.001	0.001
Rugosité	ks	-	0.013	0.013	0.013

Tableau 3.9: Tableau des caractéristiques des conduites selon le tronçon considéré

* Maruéjols a choisi arbitrairement une pente de 0.001 pour les trois tronçons.

Les paramètres dimensionnant les modèles des réservoirs en fonction du tronçon considéré sont résumés dans le tableau 3.9.

		Unité	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3
Nombre de réservoir	n	-	5	2	2
Longueur caractéristique des réservoirs	Lc	m	440	960	1120
Constante de rétention	k	j	0.005663	0.007362	0.007768
Débit Maximal d'un réservoir	Qmax	m ³ /j	60169	480704	723446
Volume Maximal d'un réservoir	Vmax	m ³	484	2304	3136

Tableau 3.9: Tableau des paramètres dimensionnant du modèle d'égout

3.5. Le modèle du traitement primaire

Le modèle du système d'assainissement de la ville de Québec proposé par Maruéjols débouche sur deux unités de traitement : le dessableur (rôle de pré-traitement) et le

décanteur primaire. Ce modèle est basé sur les travaux effectués par Takács et al. (1991) sur la décantation secondaire, puis étendu à la modélisation de décanteur primaire (Gernaey, 2001). (voir partie 1.4.3)

De la même manière que pour les modèles de BR et de PP, les modèles de traitement primaire considèrent également les vitesses de chutes des particules. Les dix valeurs obtenues par la méthode ViCAs sont donc utilisées pour paramétrer les deux modèles.

Le tableau 3.10 indique les autres paramètres dimensionnant du dessableur et du décanteur primaire.

Paramètres	<i>Dessableur</i>	<i>Décanteur primaire</i>
Débit de soutirage (m ³ /j)	10	400
Surface clarificateur (m ²)	750	2500
Hauteur (m)	4	2

Figure 3.20: Paramètres dimensionnant des modèles de traitement primaire

4. Objectif 2 : Proposition d'un nouveau modèle intégré (WEST®)

Le deuxième objectif de ce projet de fin d'étude était de proposer un nouveau modèle du réseau Est de la ville de Québec en se basant sur certaines hypothèses postulées par Maruéjols pour établir ce modèle.

4.1. Généralité du modèle

On se propose maintenant d'étudier le système en le décomposant en 11 modèles de bassins versants (BV1', BV2', BV3', BV4', BV5, BV6, BV7, BV8, BV9, BV10, BV11). Ces modèles de bassins versants correspondent aux dix bassins versants de la zone d'étude et du bassin versant de Beauport. Les dix modèles possèdent chacun un bassin de rétention localisé le long d'un intercepteur composé de réservoirs en cascade et débouchant sur un système de traitement primaire. L'annexe III expose la structure du nouveau modèle dans WEST

Les sorties du modèle sont l'effluent du décanteur, le soutirage des boues du décanteur, les débordements des BR et la dérivation de secours à l'entrée de la station et à l'entrée du décanteur primaire. Le modèle possède aussi des contrôleurs et des diviseurs de débits afin de concevoir l'idée de régulation contrôlé. Le modèle est découpé en quatre sous modèles :

- Bassin versant ;
- Bassin de rétention ;
- Réseau d'égout ;
- Traitement primaire.

Le tableau 4.1 récapitule les principaux composants du modèle. L'annexe II représente le modèle intégré dans son intégralité.

Modèles	Nombre
Bassin versant principaux	11
Bassin de rétention	10
Réseau d'égout	90
Dessableur	1
Décanteur primaire	1

Tableau 4.1:Composition du nouveau modèle dans WEST®

L'ensemble des caractéristiques de chaque sous-modèle est détaillé dans les parties qui suivent. Elles sont à la fois obtenues par des données issues d'études de terrain, d'expérience en laboratoire et de résultat de calculs de dimensionnement et empiriques.

Le modèle des unités de traitement primaire (dessableur et décanteur primaire) sont identique au premier modèle intégré.

4.2. Modèle de Bassin Versant (BV)

Les modèles de Bassins Versants ne correspondent plus au regroupement des bassins versants réels en fonction du temps de parcours des eaux vidangées. On cherche à modéliser tous les bassins versants réels, soit onze modèles de bassins versants (BV1', BV2', BV3', BV4', BV5, BV6, BV7, BV8, BV9, BV10, BV11).

Les estimations de superficie utilisées pour concevoir les modèles sont identiques à celles choisies par Maruéjols pour paramétrer ses modèles de bassins versants (Harlé, 2006). Le tableau 4.2 résume les données caractéristiques des nouveaux modèles de bassins versants.

Bassin versant modèle	Indice SWMM	Bassin Versants	Superficie BV Harlé (m ²)
BV1'	U226	<i>St Sacrement</i>	1 637 505
BV2'	U221	<i>Sacre Cœur</i>	3 396 292
BV3'	U241	<i>Pierre Bertrand</i>	1 129 629
BV4'	U215	<i>Laurentien</i>	755 429
BV5	U003A	<i>N-O</i>	4 720 214
BV6	U218	<i>Victoria</i>	1 258 957
BV7	U213	<i>Roc-Amadour</i>	1 518 016
BV8	U211	<i>Lairet</i>	524 635
BV9	U208	<i>Anse-à-Cartier</i>	662 035

BV10	U02A	<i>Limoilou</i>	824 973
BV11		<i>Beauport</i>	18 000 000

Tableau 4.2: Tableau récapitulatif des estimations de superficies des différents bassins versants

Ces onze modèles de bassin versant sont chacun jumelé avec un autre modèle de bassin versant dont l'objectif est de modéliser les eaux usées par temps secs.

Les données concernant la densité de population est la même que pour le modèle intégré de Maruéjols, soit 8200 hab/km².

A Québec, le rejet moyen d'eaux usées par habitant et par jour est toujours de 0,28 m³/j.

4.3. Le modèle de bassin de rétention

La méthode de conception des modèles de bassins de rétention est identique à celle de Maruéjols. Les caractéristiques du bassin de Saint-Sacrement vont permettre de dimensionner les modèles de BR et PP. (voir partie 3.3.1)

4.3.1. Caractéristique et dimensionnement des BR

On se propose de modéliser les dix bassins de rétention (BR1', BR2', BR3', BR4', BR5, BR6, BR7, BR8, BR9, BR10) des dix bassins versants. (figure 4.1) Le tableau 4.3 fait état des caractéristiques des différents BR.

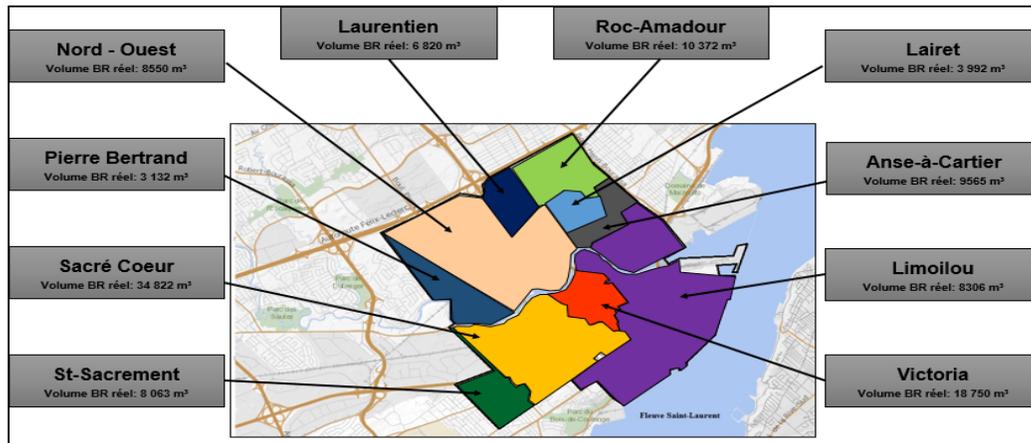


Figure 4.1: Carte descriptive de la répartition des bassins de rétention selon leur bassin versant respectif avec leur volume réel

Bassin versant modèle	Indice SWMM	Bassin Versants	Volume BR Wipliez (m3)	Surface BR (m²)*
BV1'	U226	St Sacrement	8 063	1 466
BV2'	U221	Sacre Cœur	34 822	6 331
BV3'	U241	Pierre Bertrand	3 132	569
BV4'	U215	Laurentien	6 820	1 240
BV5	U003A	N-O	8 550	1 555
BV6	U218	Victoria	18 750	3 409
BV7	U213	Roc-Amadour	10 372	1 886
BV8	U211	Lairet	3 992	726
BV9	U208	Anse-à-Cartier	9 565	1 739
BV10	U02A	Limoilou	8 306	1 510

Tableau 4.3: Tableau récapitulatif des caractéristiques des BR

* La surface des BR est obtenue en considérant une hauteur de 5 mètres. Valeur arbitraire.

NB : Les volumes des BR utilisés pour la conception des modèles sont différents de celles utilisées par le premier modèle. Ici, les valeurs sont les volumes réels des BR et non plus les volumes de conception.

Les autres paramètres pour modéliser les bassins de rétention sont identiques au premier modèle. (Voir partie 3.3.2)

4.3.2. Dimensionnement des modèles de puits de pompage (PP)

Le postulat est identique au premier modèle intégré. Chaque modèle de bassin de rétention dans le modèle intégré est couplé à un puit de pompage. Hors, dans la réalité, tous les bassins de rétention n'en possèdent pas forcément. Ainsi, en appliquant la même méthode de conception que pour le premier modèle intégré, on obtient les différents paramètres suivant :

Dimensionnement puits de pompage					
	Spw (m ²)	Vpw (m ³)	Vmix (m ³)	Vmin (m ³)	Vsludge (m ³)
PP1'	36.45	177.47	40	13	11
PP2'	154	749	169	55	46
PP3'	14	67	15	5	4
PP4'	30	147	33	11	9
PP5	38	184	41	13	11
PP6	83	403	91	30	25
PP7	46	223	50	16	14
PP8	18	86	19	6	5
PP9	42	206	46	15	13
PP10	37	179	40	13	11

Tableau 4.4: Paramètres dimensionnant des dix puits de pompage

Les autres paramètres pour modéliser les bassins de rétention sont identiques au premier modèle. (Voir partie 3.3.3)

4.4. Le modèle du réseau de conduite

Le réseau d'égouts est modélisé en utilisant la méthode de Kalinin-Miljukov décrite dans la partie 1.4.2.2.

On se propose de réaliser un modèle de réseau d'égout tel qu'il est exposé dans le modèle SWMM. (figure 2.3) A l'aide de l'inventaire des caractéristiques des conduites du modèle SWMM (Tableau 2.1), il est possible de calculer le nombre de réservoir pour chaque

tronçon, la longueur caractéristique et le volume de chaque réservoir, la constante de rétention de chaque réservoir ainsi que leur débit maximal. Ces paramètres sont résumés dans le tableau 4.5.

N° Bassin versant modèle	Indice SWMM	Nombre de réservoir n	Longueur caractéristique d'un réservoir (m ²)	Qmax (m ³ /d)	k (j)	V* (m ³)
BV1'	U226	1	1111.170	18872	0.05878	1361
BV2'	U221	3	32.790	65248	0.00020	16
A	Jonction 3033A - 3023	1	359.462	109021	0.00670	896
BV3'	U241	13	142.180	110893	0.00104	142
BV4'	U215	15	122.539	181993	0.00071	159
B	Jonction 3069 - 4006	1	83.332	549433	0.00037	250
BV5	U003A	3	27.068	128328	0.00013	21
C	Jonction 4006 - 3023	6	58.823	217039	0.00028	74
D	Jonction 3023 - 3022	0	-	-	-	-
BV6	U218	8	3.422	99138	0.00001	1
E	Jonction 3022 - 3002	7	244.306	322725	0.00156	616
BV7	U213	8	85.155	64936	0.00066	52
BV8	U211	3	24.780	36829	0.00017	8
F	Jonction 4166 - 3002	0	-	-	-	-
BV9		4	39.818	136458	0.00021	35
G	Jonction 4166A - 4166	17	119.315	136127	0.00079	131
BV10	U02A	0	-	-	-	-
H	Jonction 3002 - Station Est	0	-	-	-	-

Tableau 4.5: Tableau des paramètres dimensionnant du modèle d'égout

5. Objectif 3 : Comparaison des deux modèles

Dans cette partie, on veut comparer dynamiquement le modèle existant et le nouveau modèle. Ils seront appelés respectivement modèle n°1 et modèle n°2.

5.1. Les intrants des modèles intégrés

Deux campagnes de mesures pluviométriques ont été réalisées entre mai et juin 2012, l'une au niveau de la station de traitement de Beauport, l'autre à la station pluviométrique

Nord-Ouest. Les données des précipitations récoltées ont été compilées dans une base de données et introduit en entrée de chaque modèle intégré. Ces intrants pour les deux modèles se font selon les tableaux 5.1 et 5.2 suivant :

Modèle de bassin versants	Données d'entrée (précipitations)
BV1	Beauport
BV2	Beauport
BV3	Beauport
BV4	Nord-Ouest

Tableau 5.1: Tableau de répartition des données d'entrée pluviométriques du modèle 1

Modèle de bassin versants	Données d'entrée (précipitations)
BV1'	Beauport
BV2'	Beauport
BV3'	Beauport
BV4'	Beauport
BV5	Beauport
BV6	Beauport
BV7	Beauport
BV8	Beauport
BV9	Beauport
BV10	Beauport
BV11	Nord-Ouest

Tableau 5.2: Tableau de répartition des données d'entrée pluviométriques du modèle 2

Pour chacune des stations pluviométriques, l'ensemble des précipitations sur la période mai 2012 à juin 2012 est indiqué en annexe IV.A et IV.B.

Dans cette campagne de mesures, il est important de retenir une période référente. En période de temps sec, les débits hydrauliques et les flux de matières en suspension sont mieux contrôlés par le système de contrôle en temps réel. Aussi, d'après les pluviométries recueillis, on remarque une période de temps sec entre le jour 5 et le jour 7.

Dans la suite, on considérera cette période de temps sec (5-7) pour comparer les différentes valeurs obtenues par échantillonnage et/ou par simulation dynamique.

Les annexes V.A et V.B correspondent à l'ensemble des mesures de débits hydraulique et de flux particulières recueillis à l'entrée de la station.

5.2. Comparaison du modèle 1 avec le système réel (Temps sec)

Une campagne de mesures a été réalisée entre mai et juin 2012 par Janelcy Alferes et Sovanna Tik (membre de l'équipe modelEAU). Des capteurs ont été placés au niveau du dégrilleur, à l'entrée de la station de traitement Est. Les valeurs des débits hydrauliques et les valeurs des concentrations de matières en suspension ont été récoltés. (Voir annexe V.A et V.B) Ainsi, l'efficacité et la performance du modèle 1 peut être démontré en comparant les données observées et les valeurs simulées par le logiciel WEST® au même point de contrôle.

La figure 5.1 représente les courbes de tendance des débits mesurés à la station et les valeurs de débit simulées sur la période 5-7.

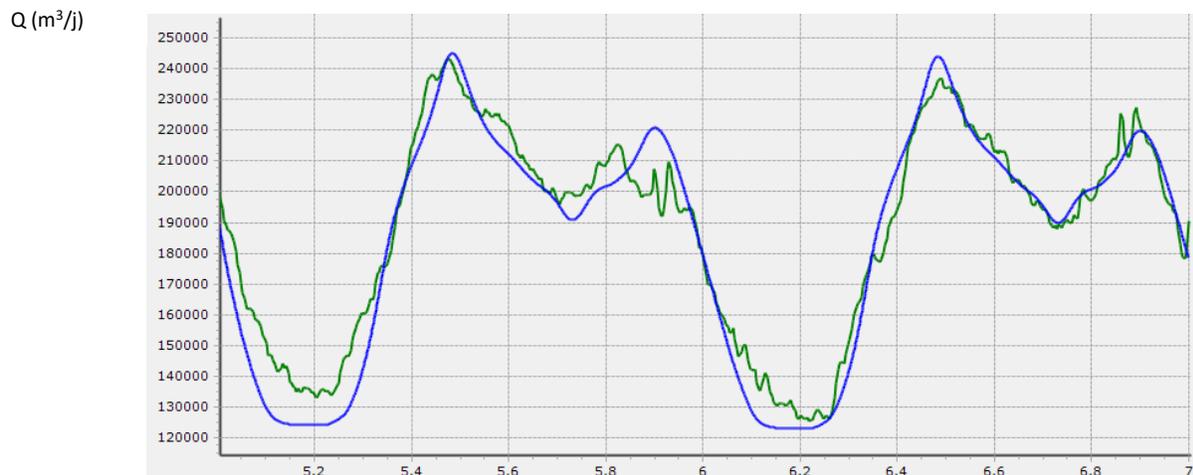


Figure 5.1: Courbes des débits hydrauliques au niveau de l'entrée de la station (les débits observés en vert, les débit simulé par le modèle 1 en bleu)

La figure 5.2 représente les courbes de tendance des concentrations en matières en suspension mesurées à la station et les concentrations simulées.

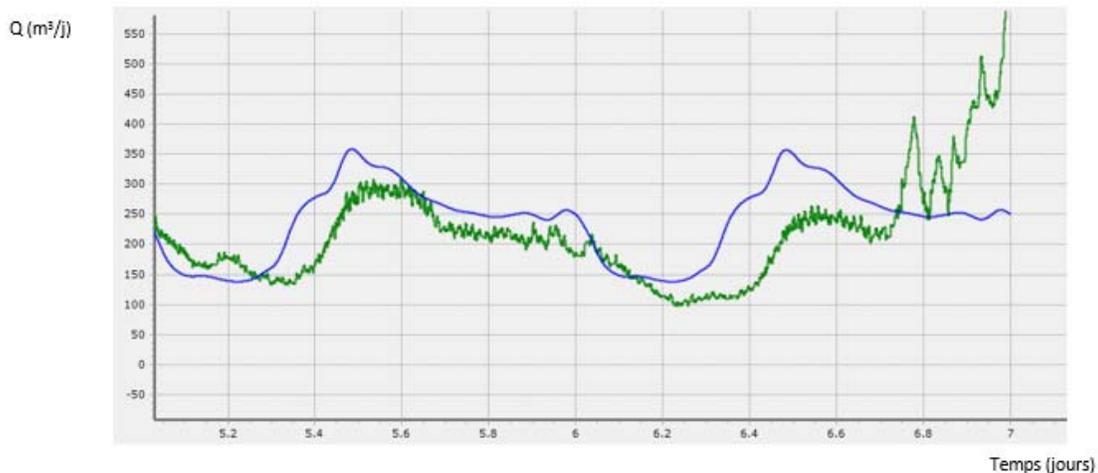


Figure 5.2: Courbes des flux de particules polluantes au niveau de l'entrée de la station (les flux observés en vert, les flux simulés par le modèle 1 en bleu)

Les résultats de simulation du modèle 1 ont déjà été validés par Maruéjols comme étant un modèle intégré représentatif du réseau de la ville de Québec.

5.3. Comparaison entre le modèle 1 et le modèle 2 (Temps sec)

Si l'efficacité et la performance du modèle 1 a déjà été démontré auparavant, il est en droit de se demander l'intérêt de la création d'un nouveau modèle. Les objectifs attendus du modèle 2 sont multiples :

- Une précision plus importante que le modèle existant ;
- Un contrôle en temps réel plus efficace sur les différents systèmes hydrauliques grâce à un nombre de modèles plus important.

5.3.1. Débits

On réalise les simulations dynamiques sur le modèle 1 et le modèle 2. La figure 5.3 présente les différentes courbes des débits d'après les valeurs observées à la station et les valeurs simulées par le modèle 1 et le modèle 2 pendant la période de temps sec.

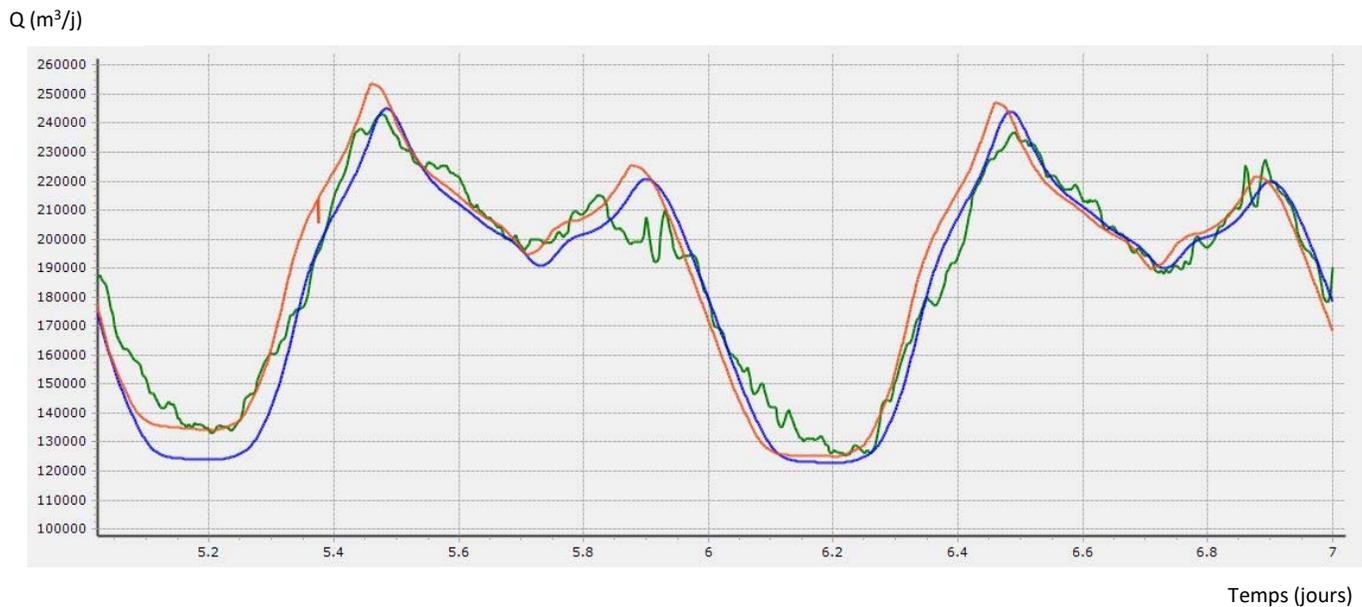


Figure 5.3: Courbes des débits hydrauliques par temps sec (en vert les débits observés, en bleu les débits simulés par le modèle 1 et en orange les débits simulés par le modèle 2)

Commentaires quantitatifs :

On cherche à évaluer la performance des deux modèles. Pour cela, on se propose d'utiliser des méthodes statistiques d'évaluation de la performance. On s'appuie donc sur des équations bien connue dans ce domaine :

- L'erreur quadratique moyenne : $EQM = \frac{\sum_{i=1}^N (Q_{sim,i} - Q_{obs,i})^2}{N}$
- L'erreur-type : \sqrt{EQM}
- L'erreur absolue moyenne : $EAM = \frac{\sum_{j=1}^N |(Q_{obs,i} - Q_{sim,i})|}{N}$

- Le pourcentage d'erreur absolue moyen : $PEAM = \frac{|\sum_{j=1}^N (Q_{sim,i} - Q_{obs,i})|}{\sum_{i=1}^N Q_{obs,i}} * 100$

$Q_{sim,i}$ est la valeur de débit simulé par le modèle à l'instant i . $Q_{obs,i}$ représente la valeur de débit mesuré à l'instant i . N correspond au nombre d'observation.

Le tableau 5.1 est un tableau comparatif entre les deux modèles du point de vue statistique réalisé sur les valeurs de débit observées et les valeurs des débits simulées sur la période de temps secs considérée.

	Modèle 1	Modèle 2
<i>EQM</i>	84 069 630	100 804 155
<i>ERREUR TYPE</i>	9 169	10 040
<i>EAM</i>	7 109	7 482
<i>PEAM (%)</i>	1.71	0.46

Tableau 5.3: Tableau comparatif des deux modèles selon les critères de performance

Commentaires :

L'erreur quadratique moyenne (EQM) est une mesure de l'erreur moyenne, pondérée par le carré de l'erreur. Elle permet de répondre à la question, « quelle est la magnitude de l'erreur de la prévision », mais n'indique pas la direction des erreurs. Parce qu'il s'agit d'une quantité au carré, l'EQM est influencée plus par les grandes erreurs que par les petites erreurs. Plus cette EQM tend vers 0 et plus la série de valeurs est performante. On remarque que l'EQM du modèle 1 est moins important que celui du modèle 2. Le modèle 1 est donc plus performant que le modèle 2.

L'erreur absolue moyenne (EAM) correspond à moyenne arithmétique des valeurs absolues des écarts. Ce critère révèle la performance d'une simulation lorsque la valeur résultant de l'équation est plus proche de 0. On observe que la valeur de l'EAM est plus faible pour le modèle 1 que pour le modèle 2.

Le pourcentage d'erreur absolue moyen (PEAM) correspond à la moyenne des écarts en valeurs absolue par rapport aux données mesurées. Plus le pourcentage est faible, plus la performance du modèle est prouvée. Ce critère permet de juger si la modélisation est bonne mais ne permet pas connaître la qualité d'estimation des résultats. On remarque que le modèle 2 est un meilleur système de prévision que le modèle 1.

Conclusion :

Après avoir comparé statistiquement les différentes séries de valeurs de chaque modèle, il apparaît que le modèle 1 est meilleur que le modèle 2 sur deux critères performances. (EQM et EAM). Ces deux critères permettent de rendre compte de la qualité d'estimation des résultats. Le modèle 1 est donc un bon modèle de prévision. Cependant, le PEAM du modèle 2 est plus faible que celui du modèle 1. Le modèle 2 modélise mieux que le modèle 1.

5.3.2. Le flux de particules

On s'intéresse maintenant au devenir des particules dans le réseau pendant une période de temps secs.



Figure 5.4: Courbes des valeurs des flux de particules pendant une période de temps (flux observés en vert, flux simulés par le modèle 1 en bleu, flux simulés par le modèle 2 en orange)

La figure 5.4 expose les différentes courbes des flux de particules d'après les valeurs observées à la station et les valeurs simulées par le modèle 1 et le modèle 2 pendant la période de temps sec.

Commentaires qualitatifs:

On remarque qu'il existe un motif quasi identique entre les courbes de valeurs simulée du modèle 1 et celles du modèle 2. Ce motif est en forme de « M » ponctué par deux pics qui correspondent aux périodes phares de la journée (matin et soir), c'est-à-dire lorsque la population consomme le plus d'eau (toilette, douche,...) et rejette donc le plus d'eaux usées. Aussi, il existe un décalage entre ces périodes de rejet et les périodes de traitements des eaux. Ce décalage est dû au temps de parcours des eaux usées pour être acheminée depuis les collecteurs jusqu'à la station.

Cependant, les valeurs des flux de particules du modèle 2 sont faibles comparées aux valeurs mesurées à la station et aux valeurs obtenues par le modèle 1. Il apparaît que les flux de particules entrant au niveau du dégrilleur du modèle 2 tendent vers 0 périodiquement. Hors, il est impossible que ce flux soit nul à l'entrée de la station de traitement.

Conclusion :

Par la suite, une perspective d'optimisation du modèle 2 pourrait être envisagée en exerçant un travail de calibration sur les paramètres conceptuels propres à chaque sous-modèle (Taux de remise en suspension,...). En effet, ces paramètres qui ne peuvent être mesurés ont été calibrés sur les mêmes données expérimentales que le modèle 1. Le but était de dimensionner le nouveau modèle selon les mêmes méthodes que le modèle existant.

5.4. Comparaison entre le modèle 1 et le modèle 2 (Temps de pluie)

Cette partie a pour but d'exposer le comportement hydraulique et particulière des deux modèles lors d'une simulation dynamique en période de pluie selon un point de vue qualitatif.

5.4.1. Débits en temps de pluie

Lors d'évènement pluvieux intenses ou successifs, les débits relevés au niveau de l'entrée de la station augmentent de manière significative. Ce phénomène se traduit graphiquement par la présence de pics importants.

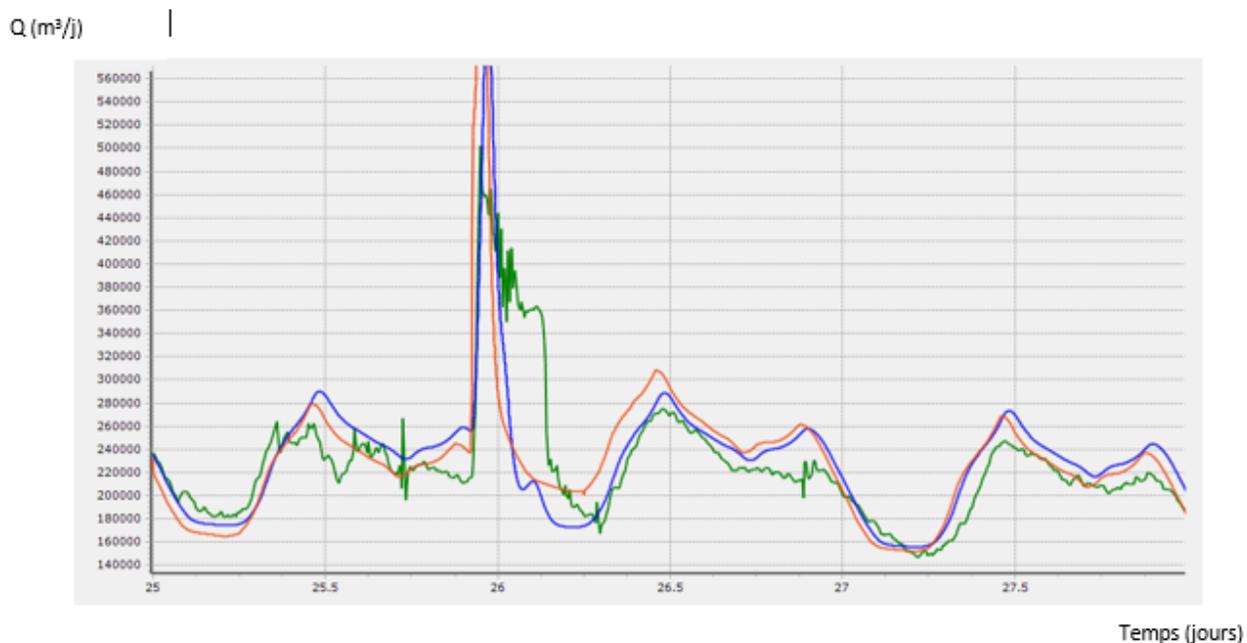


Figure 5.5: Courbes des valeurs de débits en temps de pluie (Débits observés en vert, débit simulés par le modèle 1 en bleu, débits simulés par le modèle 2 en orange)

Commentaires :

La courbe verte expose les valeurs de débit observées à l'entrée de la station. Les deux autres courbes représentent quant à elles les débits simulés par le modèle 1 (bleu) et le modèle 2 (orange).

Pour ces trois courbes, on remarque la présence d'un pic de débit au jour 26 (figure 5.5). Ce pic traduit l'arrivée d'une importante quantité d'eau à la station de traitement (eaux de pluie et eaux usées). Le pic disparaît une fois que l'évènement pluvieux s'arrête. Puis le système d'assainissement reprend son état initial et sa fonction usuelle de traitement des eaux usées. On a la présence du motif caractéristique en « M » traduisant les débits pour une période de temps secs (Voir partie 5.3.1)

Dans un premier temps, il est possible de dire que les deux modèles sont deux « bons » modèles dynamique car ils peuvent simuler des débits en temps de pluie en fonction des données pluviométriques d'entrée, une pluie se traduisant par un pic. Cependant dans un second temps, si les modèles simulent bien la tendance en temps de pluie, ils ne permettent pas d'obtenir des valeurs de débits s'approchant des valeurs réelles observées. Cette observation s'explique par l'absence de connaissances vis-à-vis du protocole de contrôle en temps réel utilisé par la station de traitement.

Un meilleur contrôle, une meilleure calibration sur les modèles en station et sur les modèles du réseau pourrait permettre par la suite d'améliorer la performance des deux modèles en situation de pluies.

5.4.2. Le flux de particule en temps de pluie

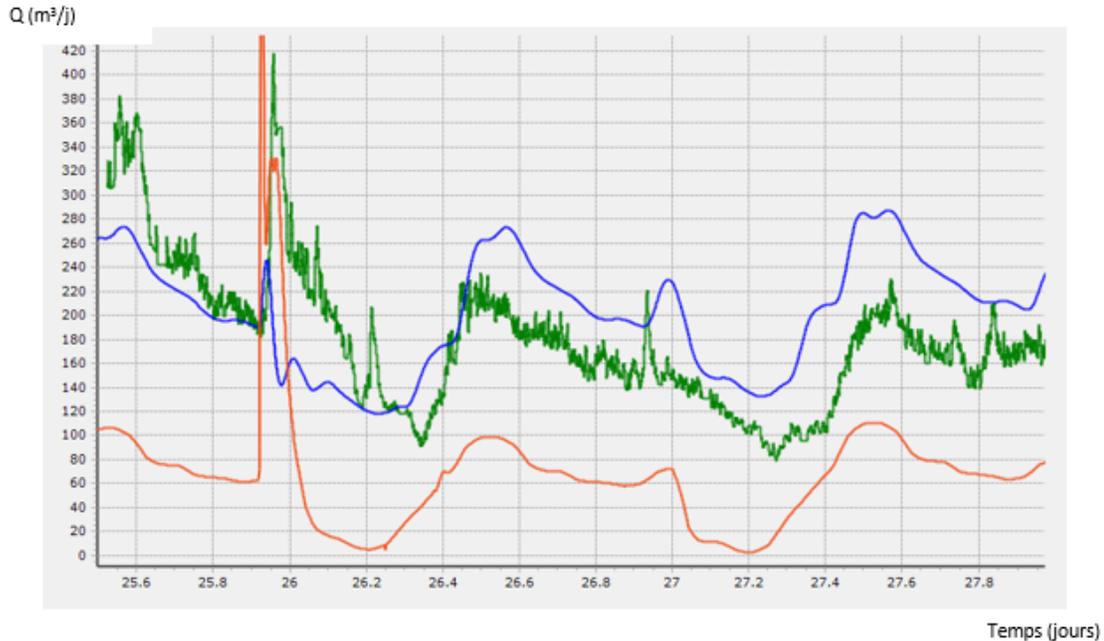


Figure 5.6: Courbes des flux de particules polluantes en temps de pluie (flux observés en vert, flux simulés par le modèle en bleu, flux simulés par le modèle)

Commentaires :

Tout comme les tendances hydrauliques observées, les flux de particules polluantes en présence à la station augmentent de manière significative en temps de pluie. On observe ainsi un pic de flux de particules au jour 26 à la fois pour les flux observés et pour les flux simulés dans le cas du modèle 1 et du modèle 2.

En plus des particules polluantes issues de la collecte des eaux usées, d'autres particules polluantes issues du lessivage des surfaces urbaines et de la remise en suspension des particules sédimentées à l'intérieure des infrastructures hydrauliques (bassin de rétention, conduites,...) s'ajoutent.

Le même constat que pour la tendance des débits hydrauliques est à établir. Les modèles sont de « bons » modèles car ils simulent bien des flux de particules polluantes.

Cependant, les valeurs obtenues par la simulation dynamique ne rendent pas compte des valeurs réelles.

On remarque également un problème identique qu'en période de temps sec au niveau des valeurs de flux de particules polluantes du modèle 2. Celles-ci sont trop faibles. Une perspective de calibration du modèle 2 serait par la suite nécessaire.

Conclusion

La problématique discutée dans ce rapport est la modélisation intégrée décrivant la qualité de l'eau en réseau unitaire en temps sec et en temps de pluie sur le cas d'étude de la ville de Québec.

La création d'un inventaire du modèle existant (modèle 1) du réseau de la ville de Québec constituait l'objectif 1 de ce projet. Cette étape était essentielle pour la crédibilité scientifique ainsi que pour comprendre les méthodes de dimensionnement et de conception de l'ensemble des sous-modèles de système urbains présent dans le logiciel WEST®. Maruéjols avait déjà montré que le modèle 1 simulait des résultats satisfaisants au niveau du comportement des particules polluantes dans le réseau d'assainissement. Ces résultats de simulation s'approchaient des mesures de débit et de concentration de matière en suspension (MeS) observée au niveau de la station de traitement.

A partir de cet inventaire, il a été possible de créer un nouveau modèle (modèle 2) basé sur certaines méthodes de dimensionnement et de conception du modèle existant. La création d'un nouveau modèle intégré du réseau de la ville constituait l'objectif 2.

L'objectif 3 consistait à comparer les deux modèles par rapport aux débits réels et aux concentrations de polluants mesurées à la station. Le modèle existant avait déjà simulé des données en sortie cohérentes et concordantes avec les mesures.

Le modèle n°2 a su montré qu'il était capable de simuler des débits de temps secs cohérents et approchant la réalité. Les premières simulations ont montré que les valeurs de concentration en polluants arrivant à la station étaient trop faibles. Ce constat insiste sur le fait que le nouveau modèle intégré nécessite une calibration de certains de ses sous-modèles. Le travail de calibration du modèle intégré s'inscrit dans une suite logique au bon fonctionnement du modèle et pourra être l'objet d'un autre sujet d'étude par la suite.

A terme, ce modèle plus complexe par son nombre de sous-modèles plus important pourrait permettre de réaliser un plus grand nombre de manipulations sur les ouvrages et donc d'optimiser la gestion en temps réel du réseau et l'efficacité des traitements à la station.

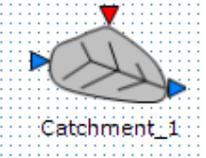
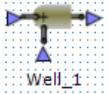
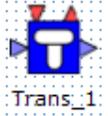
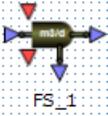
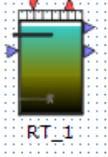
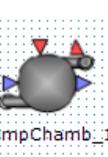
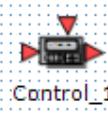
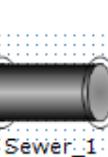
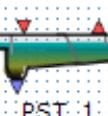
Bibliographie

- Almeida M.C., Butler D., Friedler E., 1999, *At-source domestic wastewater quality*, Urban Water, Elsevier, 1 (1), 49–55
- Bachis G., Vallet B., Maruejols T., Clouzot L., Lessard P. and Vanrolleghem P.A., 2012, *Particle classes-based model for sedimentation in urban wastewater systems*. In: IWA Particle Separation Conference - Advances in Particle Separation - Science, Technology, Practice, June 18-20, Berlin, Germany.
- Beck, M.B., 1976, *Dynamic modeling and control applications in water quality maintenance*, Wat. Res., 10, 573-595.
- Chebbo et Gromaire, 2009, *ViCAs—An Operating Protocol to Measure the Distributions of Suspended Solid Settling Velocities within Urban Drainage Samples*, JOURNAL OF ENVIRONMENTAL ENGINEERING-ASCE, 135 (9), pp.768
- Colas. H., Grondin F., Charron A., Lamarre J., 2004, *CSoft : A new software for the design and real time operation of sewer systems*, Novatech 2004, 5^{eme} conférence internationale, Lyon, France
- Gernaey K., Vanrolleghem P.A. and Lessard P., 2001, *Modeling of a reactive primary clarifier*, Wat. Sci. Tech., 43(7), 73-81.
- Gujer, 2009, *Systems Analysis for Water Technology*, Springer, Germany, 462.
- Lessard P., Lavallée P., 1985, *Caractérisation des eaux usées de débordement de réseau unitaires*, Canadian Journal of Civil Engineering, 12, 529-537
- Lessard P. and Beck M.B., 1988, *Dynamic modeling of primary sedimentation*, J. Env. Eng. Div. (ASCE), 114(4), 753-769.
- Lessard P. et Beck M.B., 1991, *Dynamic simulation of storm tanks*, Wat. Res., 25(4), 375-391.
- Maruéjols T., 2012, *Gestion intégrée des eaux usées urbaines: caractérisation et modélisation du comportement des polluants dans un bassin de rétention en réseau unitaire*, PhD Thesis, Université Laval, Canada
- Maruéjols T., Vanrolleghem P.A., Lessard P., 2012, *Urban stormwater management: Calibration and validation of an off-line retention tank dynamic model for water quality*, Urban Water Journal, Taylor & Francis, 11 (8), 668-677
- Maruéjols T., Vanrolleghem P.A., Pelletier G. and Lessard P., 2013, *Characterisation of retention tank water quality: particle settling velocity distribution and retention time*, Water Quality Research Journal of Canada, IWA, 321-332

- Meirlaen J., Huyghebaert B., Sforzi F., Benedetti L. and Vanrolleghem P.A., 2001, *Fast, simultaneous simulation of the integrated urban wastewater system using mechanistic surrogate models*, Wat. Sci. Tech., 43(7), 301-309.
- Pleau M., Colas H., Lamarre J., Pelletier G., Lavallée P., 2004, *Practical perspective on real-time control*, Water Quality Research Journal of Canada, 4, 39, 466-478
- Rauch W., Bertrand-Krajewski J.-L., Krebs P., Mark O., Schilling W., Schuetze M. et Vanrolleghem P.A., 2002, *Deterministic modelling of integrated urban drainage systems*, Wat. Sci. Tech., 45(3), 81-94
- Schilling W., Döring R., Green M. J., Hartong H. J. G., Jacquet G., Kido Y. and Petersen S. O., 1989, *Real-Time Control of Urban Drainage Systems*, IAWPRC, London
- Schütze M., Campisano A., Colas. H., Schilling W., Vanrolleghem P.A., 2004, *Real time control of urban wastewater systems- where do we stand today?*, Journal of Hydrology, Elsevier 299, 335-348
- Solvi A.-M., 2006, *Modelling the sewer-treatment-urban river system in view of the EU WaterFramework Directive*. PhD Thesis, Ghent University, Belgium
- Solvi, A.-M., Benedetti L., Gillé S., Schosseler P., Weidenhaupt A. et Vanrolleghem P.A., 2005, *Integrated urban catchment modelling for a sewer-treatment-river system*. In: 10th Conference on Urban Drainage, August 21-26, Copenhagen, Denmark.
- Takács I., Patry G.G. and Nolasco D., 1991, *A dynamic model of the clarification -Thickening process*. Wat. Res., 25(10), 1263-1271.
- Telliez, 2004, *Traduction et adaptation libres du tutoriel du manuel de l'utilisateur : "Storm Water Management Model – User's Manuel"*
- Tik S., Maruéjols T., Lessard P., Vanrolleghem P.A., 2014, *Optimising Wastewater Management During Wet Weather Using an Integrated Model*, In: *Proceedings 13th International Conference on Urban Drainage (13ICUD)*. Sarawak, Malaysia, September 7-12 2014.
- Vanrolleghem P.A., Benedetti L., Meirlaen J., 2005, *Modelling and real-time control of the integrated urban wastewater system*, Environmental Modelling & Software, 20, 427-142.
- Wipliez B., 2011, *Caractérisation et gestion de la vidange de réservoirs de rétention d'eaux unitaires*, Mémoire présenté à la Faculté des études supérieures et postdoctorales de l'Université Laval dans le cadre du programme de maîtrise en Génie Civil pour l'obtention du grade de Maître es sciences (M.Sc.)

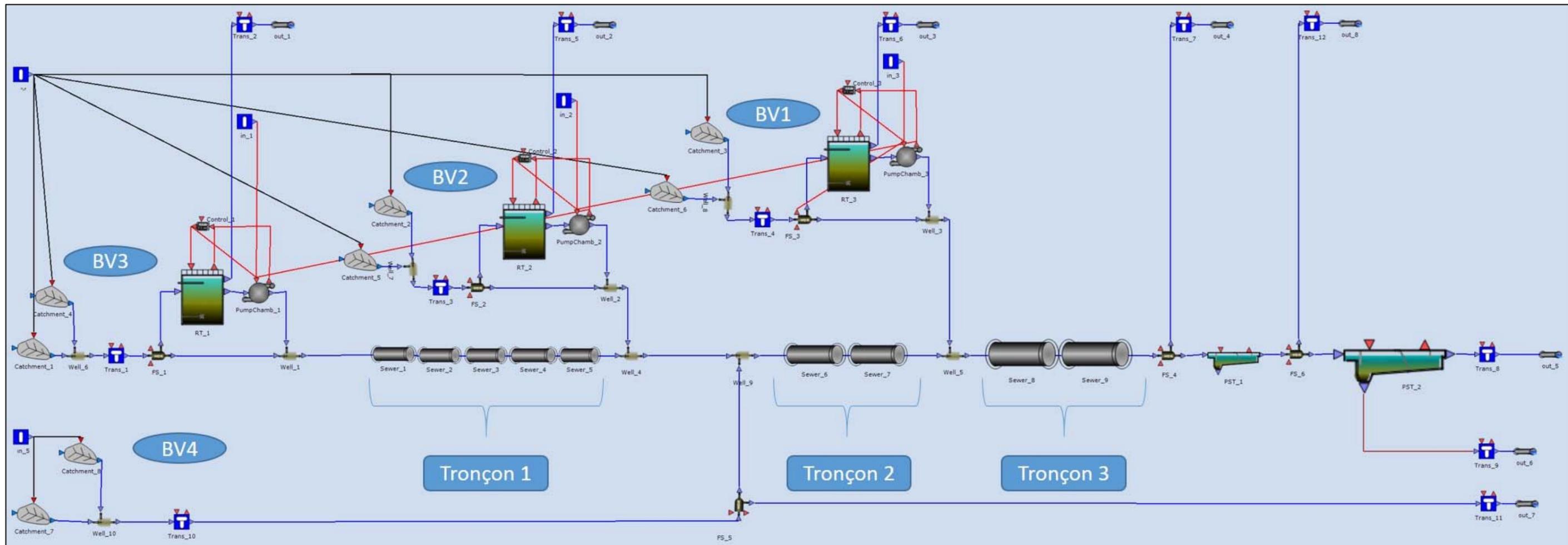
Annexes

Annexe I: Les différents modèles dans WEST

Icône des modèles WEST®	Fonction	Paramètres
 <p>Catchment_1</p>	Modèle de bassin versant	Superficie Densité de population
 <p>Well_1</p>	Modèle pour combiner deux débits	-
 <p>Trans_1</p>	Modèle de convertisseur : <i>Convertit un affluent ASM1 en un affluent de type PSVDM10</i>	-
 <p>FS_1</p>	Modèle pour séparer des débits	-
 <p>RT_1</p>	Modèle de bassin de rétention	Surface Volume max Volume min Vitesses de chute de particules (ViCAs)
 <p>PumpChamb_1</p>	Modèle de chambre de pompage	Surface Volume max Volume min Volume Mix Volume de boue Vitesses de chute de particules (ViCAs)
 <p>Control_1</p>	Modèle pour contrôler le débit des bassins	-
 <p>Sewer_1</p>	Modèle de réservoir/conduite d'égouts	Surface Constante de rétention Débit maximal d'accueil Volume maximale Volume minimal Vitesses de chute de particules (ViCAs)
 <p>PST_1</p>	Modèle de traitement primaire	Surface Hauteur Vitesses de chute de particules (ViCAs)

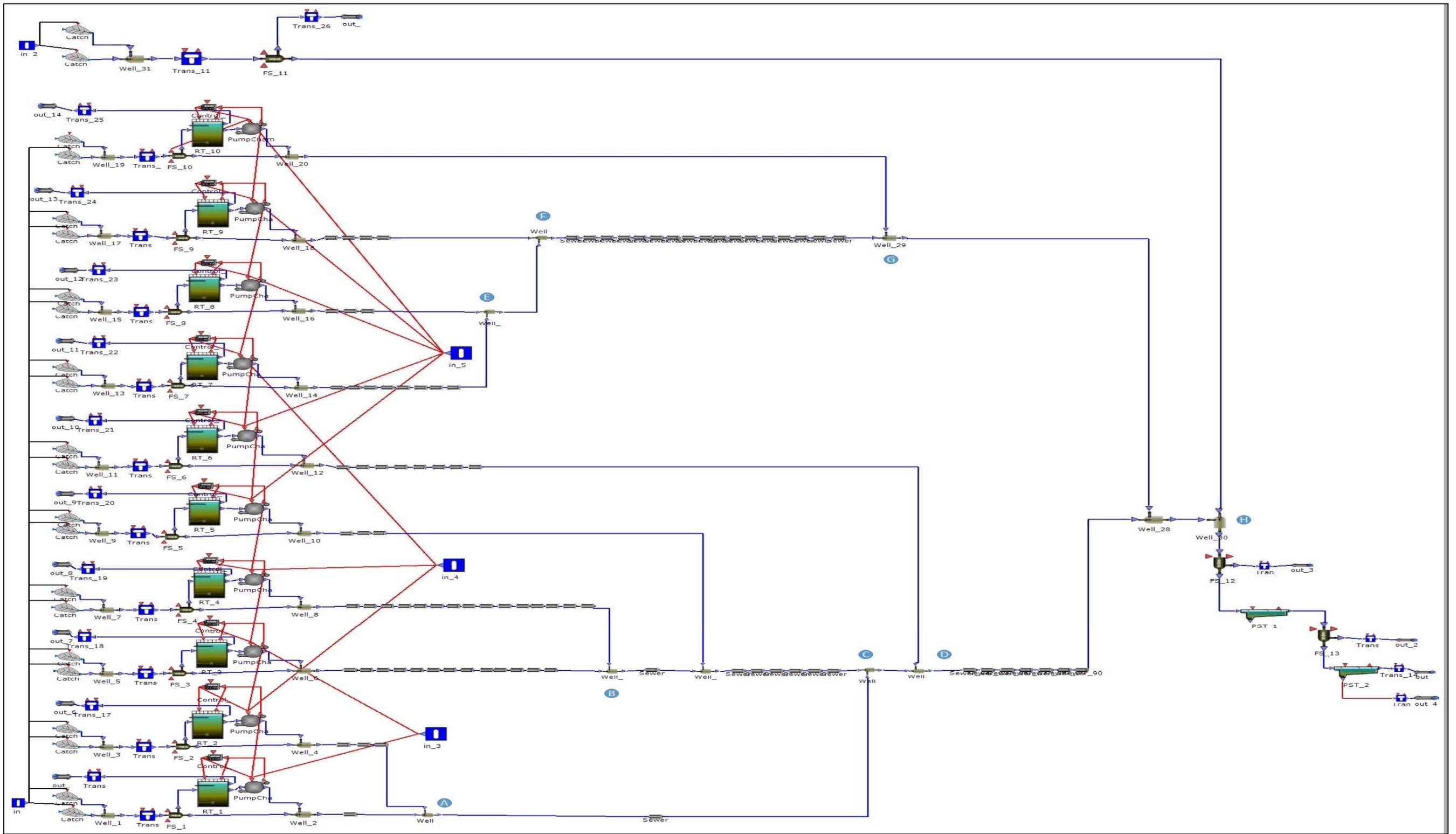
Annexe I: Tableau récapitulatifs des sous-modèles utilisés pour modéliser le réseau de Québec dans WEST

Annexe II: Modèle du réseau de la ville dans WEST



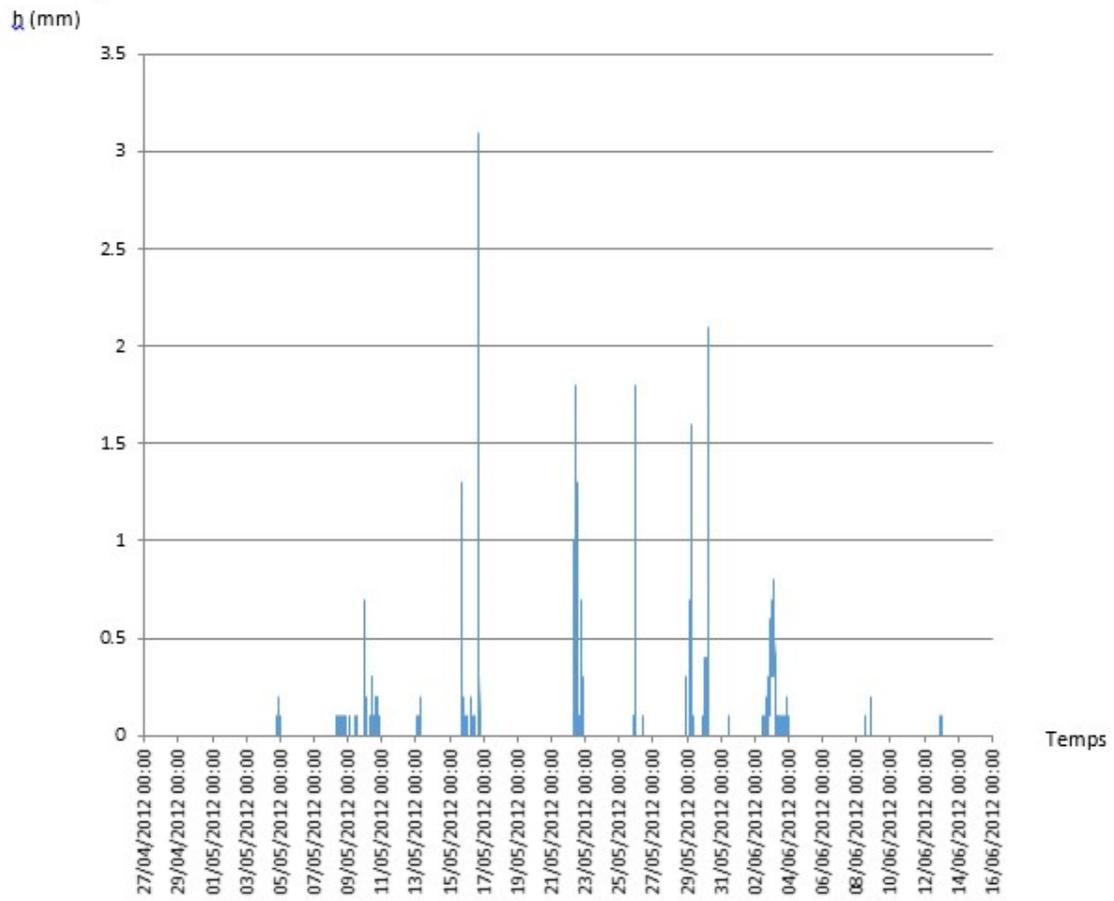
Annexe II: Modèle existant du réseau de la ville dans WEST - Modèle 1

Annexe III: Nouveau modèle du réseau de la ville dans WEST

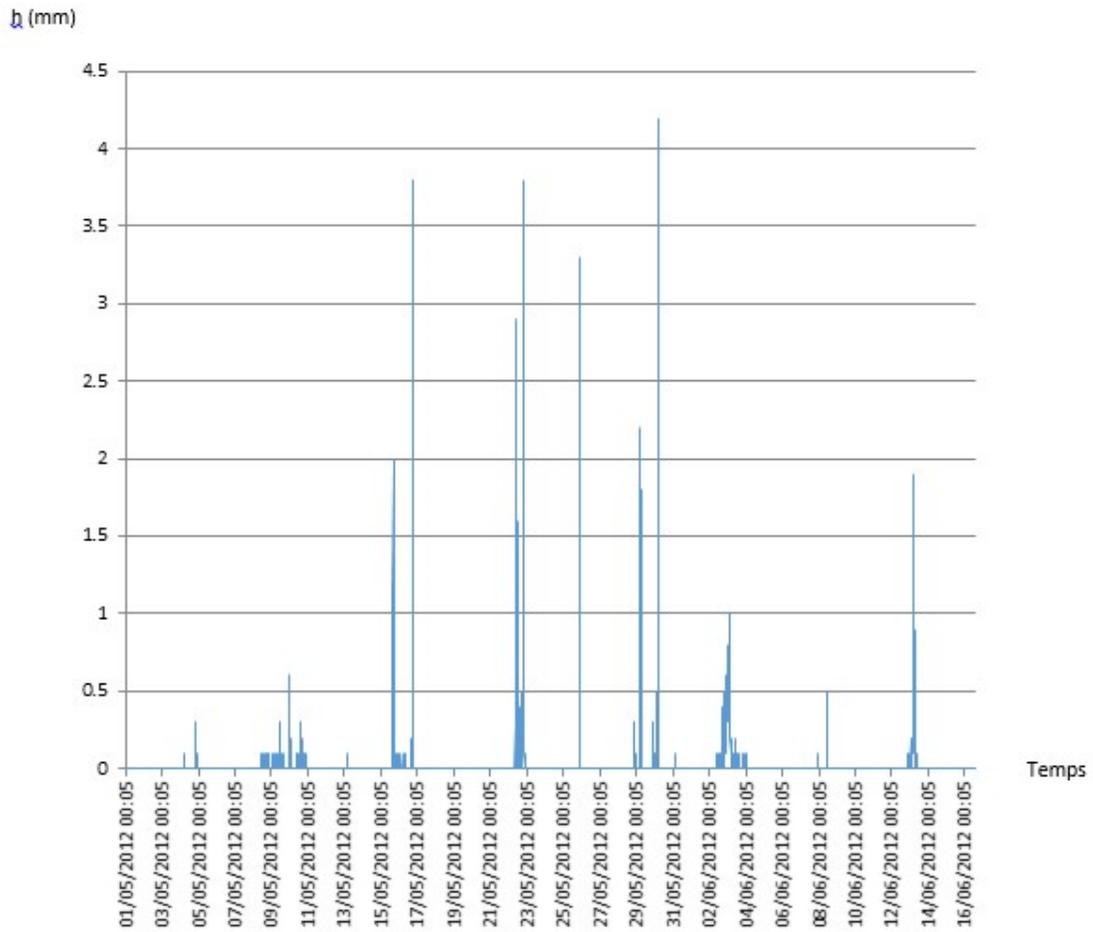


Annexe III: Nouveau modèle du réseau de la ville dans WEST- Modèle 2

Annexe IV: Pluviométrie



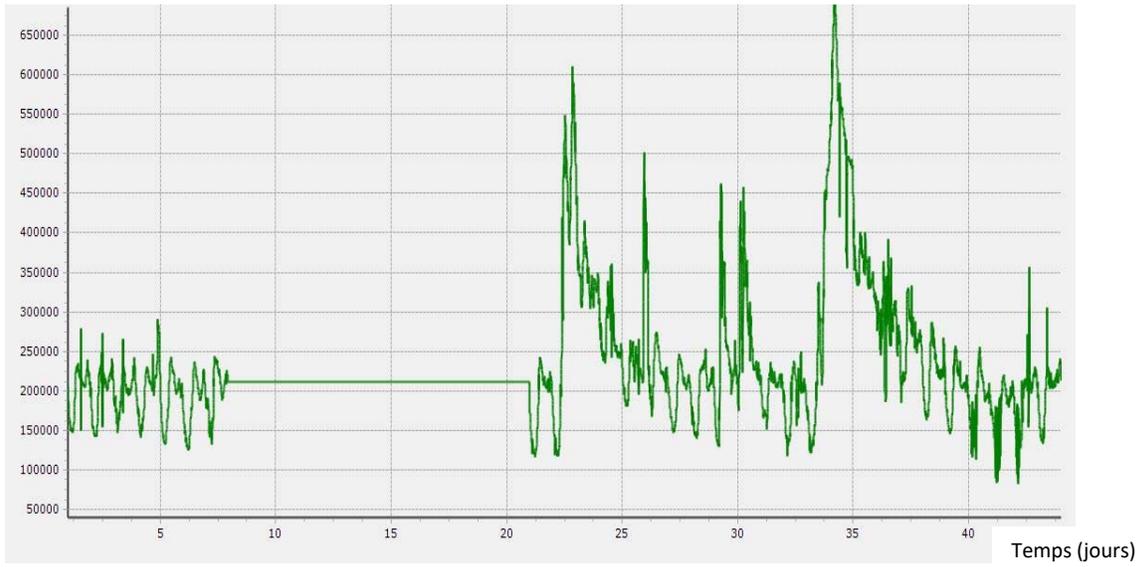
Annexe IV.A: Précipitations recueillies à la station pluviométrique de Beauport pendant la campagne de mesures du 01/05/2012 au 16/06/2012



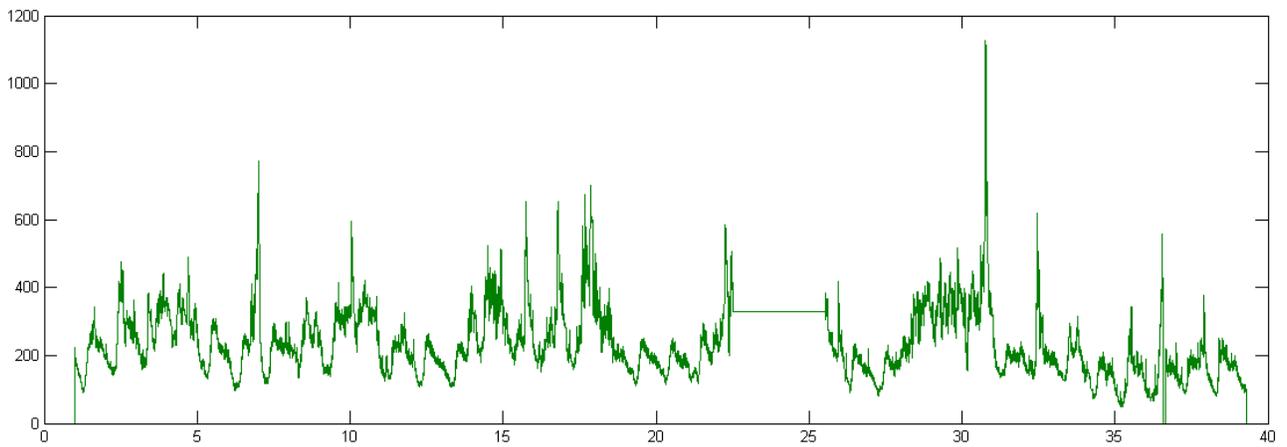
Annexe IV.B : Précipitations recueillis à la station pluviométrique Nord-Ouest pendant la campagne de mesures du 01/05/2012 au 16/06/2012

Annexe V: Mesures à l'entrée de la station de traitement

Q (m³/j)



Annexe V.A: Débits mesurés à l'entrée du dégrilleur pendant la campagne de mesure du 01/05/2012 au 16/06/2012



Annexe V.B : Flux de particules polluantes mesurés à l'entrée du dégrilleur pendant la campagne de mesure du 01/05/2012 au 16/06/2012