

Rapport de stage

Préparé pour: Yolaine Bessière

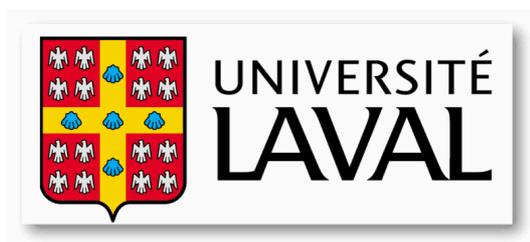
Préparé par : Benjamin Bousquet

Maitre de stage : Peter Vanrolleghem

Lieu du stage : Université Laval

Département de Génie Civil

Génie des eaux



Résumé

Dans le cadre du stage obligatoire de quatrième année, stage technicien assistant ingénieur, j'ai intégré le projet *retEAU*, équipe de recherche faisant partie du département Génie Civil – Génie des eaux de l'Université Laval dans la Ville de Québec au Canada. L'objectif de *retEAU* est la modélisation des bassins de rétention d'eaux usées intégrés dans le réseau unitaire de la ville de Québec. Mon action dans l'équipe se situe au niveau de l'optimisation de la vidange des bassins de rétention. Les bassins de rétention sont des lieux de stockage des eaux usées qui permettent d'éviter les débordements des égouts vers le cours d'eau récepteur lorsqu'il se produit une forte pluie. La première étape de mon stage fut une recherche bibliographique pour me permettre de comprendre l'implantation du contrôle en temps réel de la gestion des eaux usées sur les zones urbaines, et de faire une veille scientifique afin de constater qu'il n'y a eu aucun travail scientifique réalisé sur la modélisation et l'optimisation des vidanges des bassins de rétention. En parallèle tout au long de mon stage j'ai participé à la campagne d'échantillonnage, ayant pour objectif de récolter un maximum de données pour réaliser la modélisation du bassin par la suite. Cette campagne est composée d'échantillonnages dans une chambre de contrôle, par temps sec et par temps de pluie, qui mène ensuite à une analyse des échantillons prélevés. La dernière étape de mon stage, une partie plus théorique, fut l'utilisation du logiciel WEST, logiciel permettant la création et la simulation de réseaux d'égouts urbains. Grâce à un modèle déjà réalisé sur les villes de Granollers et La Garriga (Espagne), j'ai pu travailler sur une optimisation théorique de vidange de bassins de rétention.

Remerciement

Je tiens à remercier M. Peter Vanrolleghem professeur à l'université Laval qui m'a accueilli, et qui m'a permis de vivre cette expérience très enrichissante, aussi bien scientifique que humaine. Je souhaite remercier les autres co-directeurs du projet retEAU M. Paul Lessard et Mme Geneviève Pelletier qui ont aussi contribué à la réussite de mon stage, en me donnant de nombreux conseils avisés.

Mes remerciements sont aussi dirigés vers les personnes avec qui j'ai passé de nombreuses journées, et quelques nuits, au laboratoire comme sur le terrain, Thibaud Maruejols étudiant en thèse sur le projet retEAU et Elisabeth Vaudevire, stagiaire. Ainsi que vers deux autres stagiaires qui m'ont fait découvrir le projet, Jeanne Bavard et Philippe Carier-Leclerc.

Pour finir, merci à tous les membres de l'équipe modelEAU qui m'ont aidé tout au long de mon stage.

Sommaire:

Présentation de la faculté, du département, de l'équipe de projet	4
Introduction – revue de littérature :	5
Objectifs du stage :	6
Déroulement du stage :	7
1. Le travail de terrain et de laboratoire	7
A) Prélèvements et Analyse	7
a. Description du site et méthode d'échantillonnage	7
b. Analyse en Laboratoire	9
B) Résultat.....	12
a. Temps sec.....	12
b. Temps de pluie.....	13
c. Evolution du projet.....	15
2. La partie modélisation	17
A) Compréhension du modèle	18
a. fichier d'entrée 1 : zéro orage zéro pluie	18
b. fichier d'entrée 2 : un orage zéro pluie.....	19
c. fichier d'entrée 2 : un orage zéro pluie	20
d. fichier d'entrée 3 : deux orages une pluie	21
B) Intervention sur le modèle	23
a. Scénario 1.0.....	23
b. Scénario 1.1	24
c. Scénario 1.2.....	25
d. Scénario 2.0	27
Conclusions	29
Bibliographie :	30
Index :	31
Annexes :	33

Présentation de la faculté, du département, de l'équipe de projet

L'équipe de recherche dans laquelle j'ai effectué ce stage de 12 semaines fait partie de l'université Laval. Basée à Québec, elle regroupe plus de 40 000 étudiants sur plusieurs campus intégrés dans la ville de Québec. La ville de Québec est la capitale de la province portant le même nom à l'est du Canada, composée de 500 000 habitants, elle est longée par de nombreux cours d'eau dont le principal est le fleuve St Laurent.

Intégré dans la faculté des sciences et du génie, le département auquel je fus rattaché est celui du génie civil. Il regroupe deux parties, le génie civil que l'on connaît en France, c'est à dire tout ce qui concerne les structures et fondation et les infrastructures urbaines, et le génie des eaux auquel l'équipe de travail *retEAU* dont j'ai fait parti est rattaché.

L'équipe *retEAU* est codirigée par les professeurs Paul Lessard, Peter Vanrolleghem et Geneviève Pelletier. L'équipe est aussi composée d'un doctorant qui commence sa thèse cet été sur ce projet Thibault Maruejols, et de quatre stagiaires, deux étant présents depuis un mois à mon arrivée Jeanne Bavard en deuxième année cursus ingénieur à l'ENGEE Strasbourg et un étudiant québécois Philippe Carrier-Leclerc en première année génie des eaux à l'université Laval. Une autre stagiaire Elisabeth Vaudevire en quatrième à l'EBI Cergy-Pontoise complétait avec moi l'équipe, au début du mois de Juillet. Peter Vanrolleghem mon maître de stage est directeur de la chaire *modelEAU*, composée par de nombreux post-doctorants, doctorants et étudiants en maîtrises. Cette chaire est spécialisée dans la modélisation de tous les procédés qui concernent l'eau. Le projet *retEAU* faisait donc parti de cette chaire.

L'introduction de la revue de littérature que j'ai effectuée durant les quatre premières semaines de mon stage permettra d'introduire le sujet de mon stage et permettra de comprendre le sujet sur lequel j'ai effectué mon stage.

L'objectif de ma revue de littérature était de trouver des publications traitant du sujet des vidanges des bassins de rétention.

La conclusion de cette revue sera qu'il n'y a pas de publications qui traitent du sujet de la modélisation des vidanges. Cette revue introduira donc le principe du Real-Time-Control appliqué à la ville de Québec.

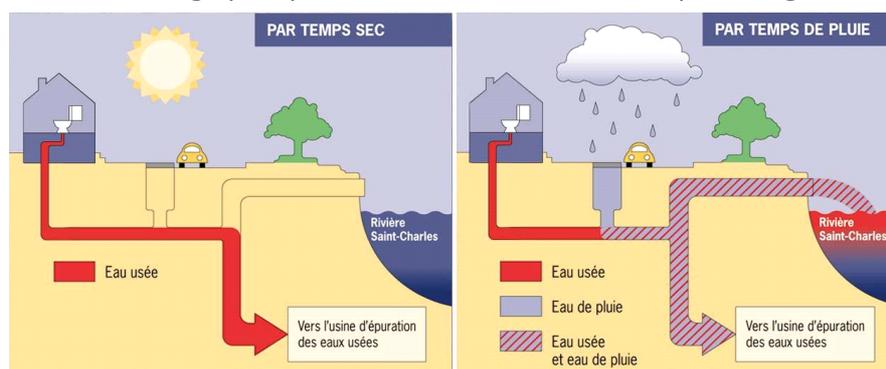
Introduction – revue de littérature :

La ville de Québec comme de nombreuses grandes villes nord-américaines possède un réseau d'égouts unitaire, combinant les eaux usées et les eaux de pluies, allant vers une des deux stations d'épuration de la ville. La ville étant exposée à des précipitations régulières et parfois intenses durant l'été, le débit des eaux générées par le ruissellement de la pluie et par les eaux usées excède souvent la capacité de transport des intercepteurs ou la capacité de traitement des stations de traitement. Il est donc fréquent que des déversements se produisent dans le cours d'eau récepteur le plus proche, ces eaux excédentaires n'étant pas traitées provoquent de fortes pollutions sur le cours d'eau récepteur. Même si ces eaux sont fortement diluées par la pluie la pollution reste la même que par temps sec et donc reste source de pollution majeure pour ce cours d'eau.

Pour minimiser l'impact de ces débordements une solution a été mise en place par la ville de Québec, la création de bassins de rétention hors ligne. La création de bassins de rétention en parallèle du réseau d'égout permet de stocker les eaux excédentaires grâce à des intercepteurs installés sur le réseau. Durant la période de pluie, les bassins vont se remplir et emmagasiner le trop-plein pour ensuite se vidanger afin que l'eau soit acheminée vers les stations de traitement des eaux usées. Le dimensionnement de ces bassins ne permet pas de stocker indéfiniment toutes les pluies, leur volume est déterminé par un compromis entre coût économique et coût environnemental. Il peut arriver qu'il y ait des débordements vers le cours d'eau récepteurs, les bassins dans ce cas là serviront d'unité de décantation avant le déversement.

La gestion de ces bassins est en constante évolution et génère de nouvelles études. En effet lorsque les bassins sont vidangés après la pluie une surcharge hydraulique et de polluants va être enregistrée à la centrale de traitement. Il faudra traiter cette surcharge sans dégrader les performances de la station.

L'objectif du projet retEAU est de modéliser le fonctionnement des bassins de rétention mis en place dans la ville de Québec par l'entreprise BPR dans un premier temps par une campagne d'échantillonnage puis par la modélisation du bassin par le logiciel WEST.



Objectifs du stage :

Mon stage possède deux objectifs principaux, le premier est de participer en tant que membre de l'équipe *retEAU* aux campagnes d'échantillonnages, de mesures et d'analyses des résultats. En parallèle, l'autre rôle que je tiens dans l'équipe *retEAU*, est sur la réflexion de l'optimisation de la vidange des bassins de rétention du réseau unitaire de la ville de Québec. Pour réaliser cet objectif il me faudra appréhender le logiciel WEST qui me permettra de simuler différents modèles et d'optimiser certaines parties.

Ces deux objectifs rentrent dans un projet à long terme. Le groupe de travail *retEAU* a été créé après une maîtrise effectuée par Frédéric Rondeau sur le comportement du réseau urbain de la ville de Québec. L'objectif de ce groupe a donc été de travailler dans la continuité de ce projet, de modéliser le fonctionnement du réseau afin de continuer à l'améliorer et d'en créer un modèle, pour permettre une reproductibilité dans d'autres réseaux.

Mon premier objectif est donc une assistance et une main d'œuvre pour Thibault Maruejols qui a besoin de données afin de comprendre le fonctionnement du bassin implémenté dans le réseau; mon second objectif est lui à plus de long terme : tout d'abord la veille scientifique pour vérifier qu'il n'existe pas de sujet de recherche spécifique sur la vidange des bassins de rétention ; ensuite la création de scénarii d'optimisation sur un modèle informatique existant pour que dans le futur lorsque l'équipe de projet sera au stade de la modélisation et de l'optimisation, mon travail aura permis de gagner du temps sur la compréhension des modèles intégrés de réseaux urbains unitaires et sur l'optimisation des vidanges.

Déroulement du stage :

Le déroulement comme les objectifs de mon stage peut se faire en deux parties, une liée au travail de terrain et de laboratoire et une autre partie liée à un travail plus théorique sur le logiciel WEST.

1. Le travail de terrain et de laboratoire

A) Prélèvements et Analyse

a. Description du site et méthode d'échantillonnage

Pour modéliser le fonctionnement du réseau urbain, il est nécessaire d'avoir de plus de données possibles. La première campagne d'échantillonnage du projet qui prendra toute la durée de mon stage sera située autour la chambre de contrôle et du bassin de rétention (7580m³) dans la zone du bassin versant St Sacrement. L'équipe retEAU a voulu rester dans la continuité du projet de Frédéric Rondeau et garde comme lieu d'échantillonnage le bassin versant Saint Sacrement, regroupant les principaux types d'activité urbaines (résidentiel 32%, industriel et commerces 32% , institutions (écoles, hôpitaux) 32%, et espaces vert 4%), étalé sur 1,54km², regroupant 5220 habitants. Situé en aval de se bassin versant au niveau de l'intercepteur, la chambre de contrôle permet de dévier le trop plein vers le bassin de rétention lorsque le débit entrant est trop important. Le temps de concentration qui représente le temps moyen que met l'eau pour arriver jusqu'à la chambre de contrôle est de 24 minutes environ.

L'échantillonnage est séparé en deux parties. Premièrement il faut caractériser le temps sec, afin d'évaluer la quantité de polluants allant vers la station d'épuration sans pluie. L'échantillonnage en temps sec se fait à l'entrée de la chambre de contrôle, grâce à une perche à laquelle est accrochée une chaudière (seau). Le rôle de la chambre de contrôle en temps sec est moindre, elle ne fait que caractériser le débit en aval du bassin versant. Pour caractériser le temps sec il est nécessaire d'effectuer des prélèvements à toutes les périodes de la journée, correspondant à différentes activités. En effet, les débits sont bien plus importants en début, en milieu et en fin de journée, période à laquelle l'eau est la plus utilisée. Les échantillonnages se font en semaine et l'objectif est de caractériser les débits toutes les deux heures.

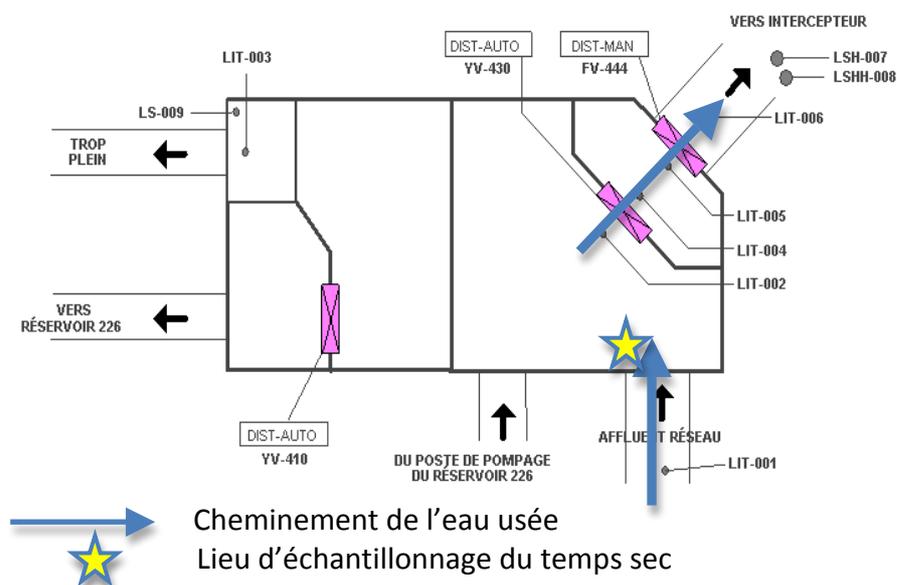


Figure 1: Fonctionnement de la chambre de contrôle en temps sec

L'échantillonnage du temps de pluie est différent. En effet, en temps de pluie les prélèvements sont effectués lorsqu'il se produit un déversement, c'est à dire au moment où le débit d'eau en entrée est trop important par rapport au débit en sortie, la chambre de contrôle se remplit et l'eau va donc se déverser vers le bassin de rétention. L'échantillonnage du déversement se fait à l'aide d'un échantillonneur automatique, situé dans la chambre de contrôle. Il prélève à l'intérieur de la zone de déversement. La marque de l'échantillonneur automatique est SIGMA 900. Il permet de prélever l'équivalent de 24 bouteilles d'un litre à un pas de temps défini par l'utilisateur, ce pas de temps est très court au début du débordement puis s'allonge pour essayer des prélèvements de la fin de la pluie. L'objectif de ce prélèvement est de distinguer l'évolution des polluants entrants dans la chambre de débordement.



Figure 2: Photographie de l'intérieur de l'échantillonneur



Figure 3: Intérieur de la chambre de contrôle, niveau au dessus du circuit de l'eau

Il est important de signaler que le l'échantillonneur permet de conserver les bouteilles à une température de 5°C, ce qui augmente la conservation. L'autre prélèvement est celui de la vidange, grâce à un autre échantillonneur situé dans le poste de pompage. L'objectif de cet échantillonnage est de caractériser l'eau renvoyée vers la station d'épuration. Cette caractérisation rejoint mon autre objectif de stage qui concerne la caractérisation des vidanges des bassins de rétentions. En temps sec l'échantillonneur n'est pas l'instrument le mieux adapté pour faire des prélèvements, car lorsqu'il ne pleut pas les eaux entrantes sont très concentrées et il se forme un bouchon en entrée du tube.

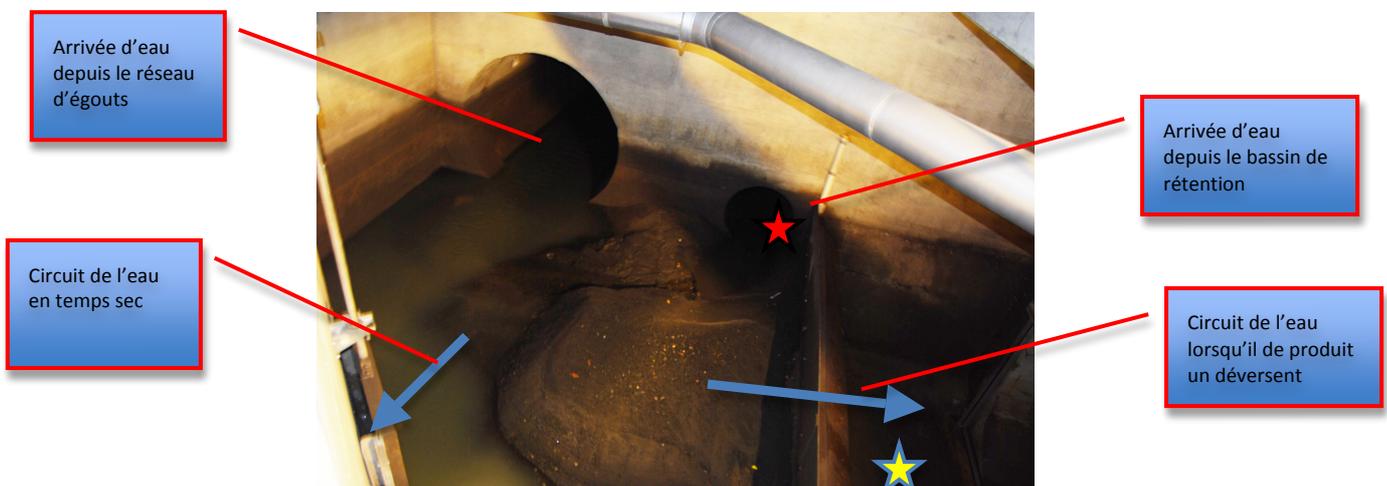


Figure 4: Photographie de l'intérieur de la chambre de contrôle

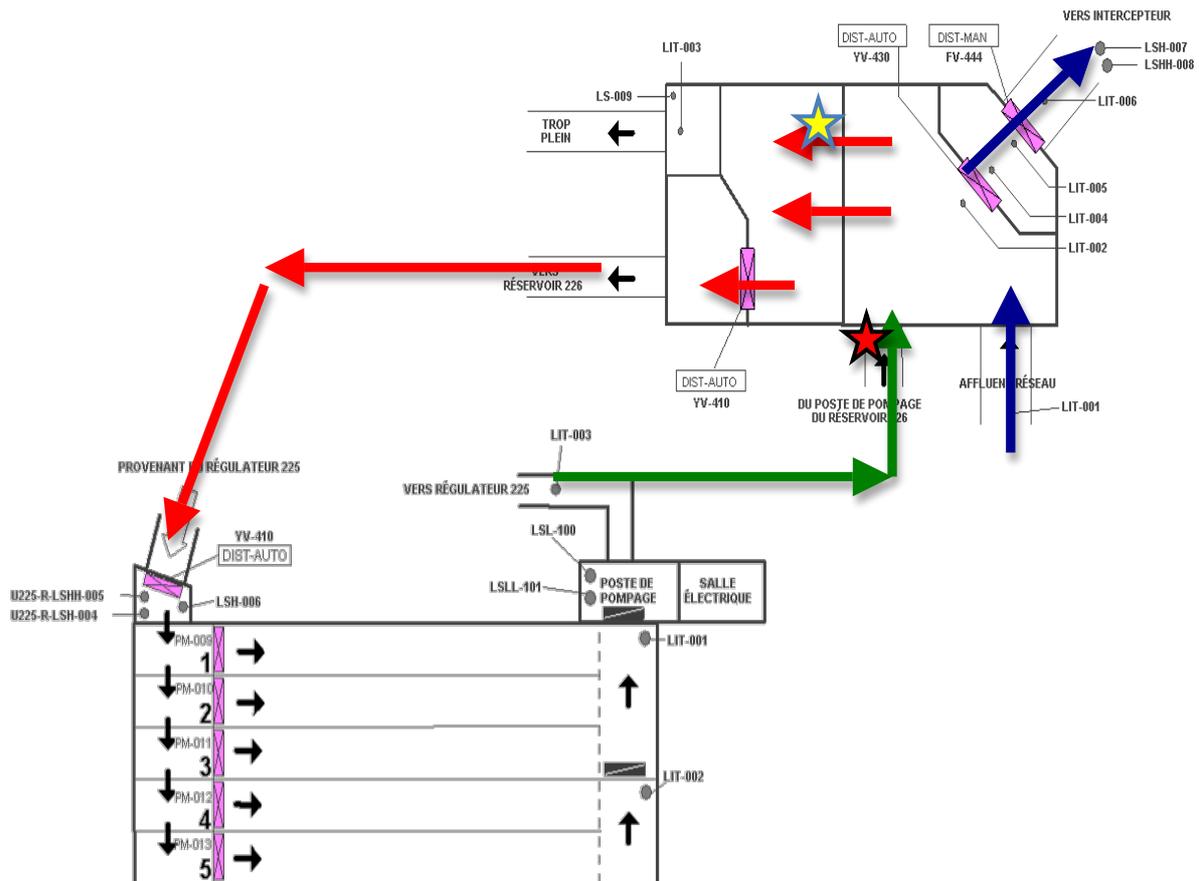


Figure 5 : Fonctionnement de la chambre de contrôle en temps de pluie (vue de dessus)

- Cheminement de l'eau jusqu'à saturation du débit de sortie
- Cheminement de l'eau lorsqu'il se produit un débordement
- Cheminement de l'eau lors de la vidange du bassin de rétention
- Lieu d'échantillonnage du débordement
- Lieu d'échantillonnage de la vidange

Une fois l'échantillonnage effectué, l'analyse peut donc commencer.

b. Analyse en Laboratoire

L'analyse en laboratoire comporte plusieurs protocoles et analyses. Durant cette campagne, trois paramètres ont été étudiés : les Matières En Suspension (MES), les Matières Volatils En Suspension (MVES) et la Demande Chimique en Oxygène (DCO).

En temps sec, les échantillons prélevés sont des échantillons de 20L environ. Pour caractériser les MES et les MVES, l'équipe de projet utilise le protocole VICAS. Il s'agit d'un protocole qui permet de mesurer la dispersion des vitesses de sédimentation des particules dans un échantillon.

Voir Annexe 1 : feuilles protocole VICAS

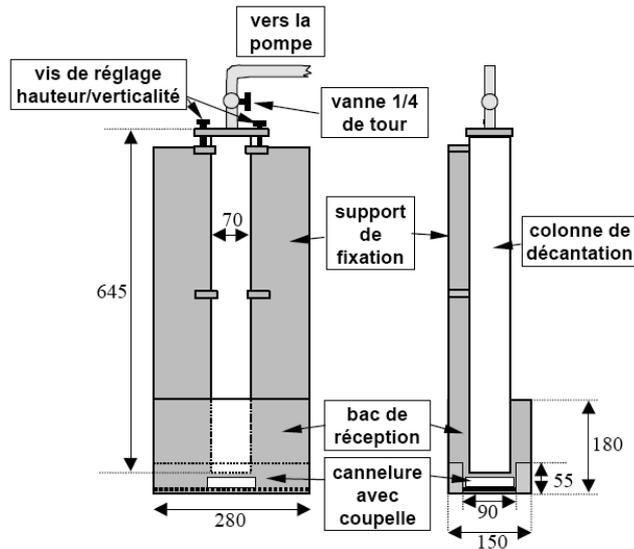


Figure 6: Schéma du VICAS

Le protocole de fonctionnement de VICAS est méthodique et nécessite plusieurs opérateurs pour lancer le début de l'analyse. Une fois l'échantillon mélangé, 5L en sont récupérés et déversés dans le bac de réception. Durant le déversement, un autre opérateur actionne la pompe qui va faire monter le liquide vers le haut de la colonne. Une fois le liquide arrivé en haut, ce même opérateur fermera la vanne pour que le liquide reste dans la colonne. Dès que la vanne est fermée l'opérateur versant l'échantillon, ou un troisième si disponible, positionnera une coupelle sous la colonne de sédimentation afin que les particules puissent être récupérées et déclenchera le chronomètre. L'analyse est donc lancée, plusieurs changements de coupelles vont être effectués, avec des durées entre chaque changement de plus en plus long, suivant une suite arithmétique $U_n = 2 * U_{n-1}$, avec $U_0 = 2$. Il y a 8 changements de coupelles, le dernier créneau fixe durant 4h16 minutes. Ensuite, une dernière coupelle est analysée après 24 heures de sédimentation.

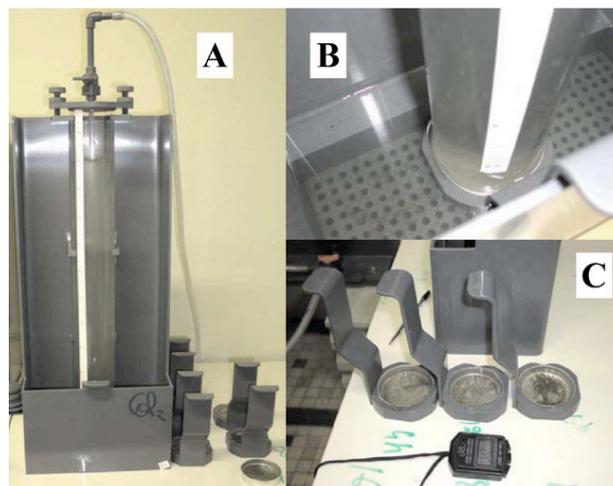


Figure 7: Photographies du VICAS

A : Matériel complet du VICAS

B : Bas de la colonne à décantation, avec la coupelle de récupération

C : ensemble des coupelles disponibles avec différentes particules décantées

Chaque coupelle contenant les sédiments est filtrée avec des filtres de diamètre de pores de 1,2 micron préalablement pesés et séchés à l'étuve pendant deux heures. Une fois l'échantillon filtré, le filtre est séché à l'étuve à 105°C durant 1h30, rendu à température ambiante environ 20 minutes dans un dessiccateur, et ensuite pesé avec une balance de précision. De cette manipulation la masse des MES contenues dans la coupelle est donc déduite.

Le filtre est ensuite placé au four à 550°C durant 30 minutes. Après le refroidissement dans le dessiccateur, le filtre est de nouveau pesé. De cette pesée, les MVES sont connues. En effet, à une température de 550°C toutes les particules organiques sont calcinées, il ne reste que les particules non organiques.

Un fichier excel est fourni avec le matériel VICAS et il suffit de rentrer les données de masses filtrées obtenues. Une courbe est ainsi tracée, avec les bilans de masse comparant les masses obtenues durant le protocole VICAS et les masses obtenues avec les mesures des MES (et MVES) de l'échantillon brut et une mesure des MES (et MVES) qui restent dans la colonne du VICAS après 24 heures de décantation.

Voir Annexe 2: format du fichier excel VICAS

L'analyse de la DCO se fait en temps sec comme en temps pluie. Il y a deux types de DCO caractérisés : la DCO totale, prise dans l'échantillon brut et la DCO dite « décantable » qui correspond à analyser le surnageant après 30 minutes de décantation. Cette analyse est faite pour caractériser la différence de concentration qu'il peut y avoir après 30 minutes de décantation de ces eaux usées. Le fait de mesurer la décantabilité de l'eau permet de prévoir, lorsqu'il se produit un débordement, la qualité de l'eau qui va être déversée dans le cours d'eau récepteur. A partir des résultats, il sera possible de savoir à partir de combien de temps de rétention de l'eau il est judicieux de provoquer un débordement, si il est inévitable, afin de faire déborder de l'eau la moins polluée possible.

Le protocole d'analyse DCO est classique, un prélèvement de 2mL est effectué grâce à une micropipette préalablement calibrée dans l'échantillon voulu, soit dans un bécher directement plongé dans la chaudière de 20L préalablement mélangé, soit dans un bécher où le surnageant a été versé. Le prélèvement est ensuite versé dans une fiole contenant 2mL de solution de digestion pour DCO déjà préparée passée au four durant 2h. Après refroidissement à température ambiante, le tube DCO, est analysé grâce à un spectrophotomètre UV qui donnera la DCO en fonction de l'absorbance du mélange par rapport à un blanc préalablement effectué. Il est à préciser qu'il y avait deux gammes utilisable pour la mesure de DCO, une de 0 à 1500 mg/L pour les échantillons très concentrés en pollutions et une autre gamme de 0 à 150 mg/L qui a souvent été utilisée pour la mesure de DCO des échantillons non décantés après 30 minutes. Pour chaque échantillon un triplicata est effectué car lors du prélèvement avec la micropipette, des grosses particules peuvent être prélevées et fausser la mesure. Au jour de la rédaction de ce rapport le matériel appelé homogénéiseur, n'étant toujours pas arrivé, les échantillons sont systématiquement mixés à l'aide d'un mixeur de cuisine, qui permet de casser les grosses particules, et donc d'avoir des résultats de DCO plus homogènes.

En temps de pluie l'échantillonneur fait automatiquement les prélèvements dans les 24 bouteilles. Pour chaque bouteille les analyses sont les mêmes qu'en temps sec c'est à dire que pour chaque échantillon une analyse MES/MVES est effectuée, en duplicata, pour un échantillon brut et pour un échantillon qui a décanté 30 minutes, et une analyse DCO « totale » et « décantée » est effectuée.

B) Résultat

a. Temps sec

Il existait une courbe de temps sec réalisée pas Frédéric Rondeau lors de sa maîtrise. La volonté de l'équipe était d'en réaliser une nouvelle afin de l'actualiser.

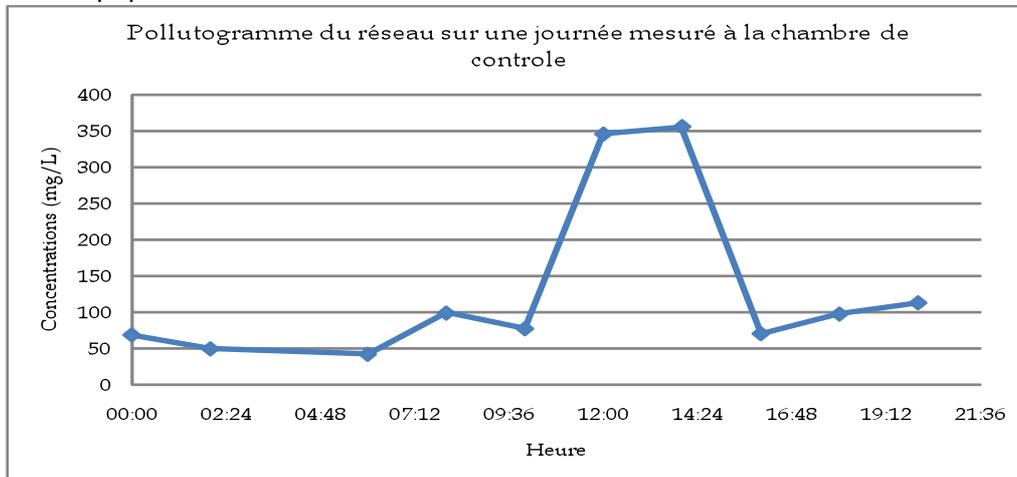


Figure 8: Pollutogramme sur une journée en temps sec

Les mesures ont été prises tout au long de l'été, il ne manque que la concentration en MES pour 22:00. Sur ce graphique on peut voir une forte concentration entre 12:00 et 14:00, ce qui correspond à une forte consommation d'eau durant le repas de midi, ce qui est logique. Par contre on peut distinguer la faible concentration le matin et le soir : normalement il devrait y avoir un pic de concentration pour chacune de ces horaires. Cette faible concentration s'explique peut être par le fait qu'il y a peu d'habitations sur le bassin versant St Sacrement, il y a beaucoup d'institutions (école, hôpitaux), de commerces et des industries qui ont une forte consommation le midi et très peu le soir.

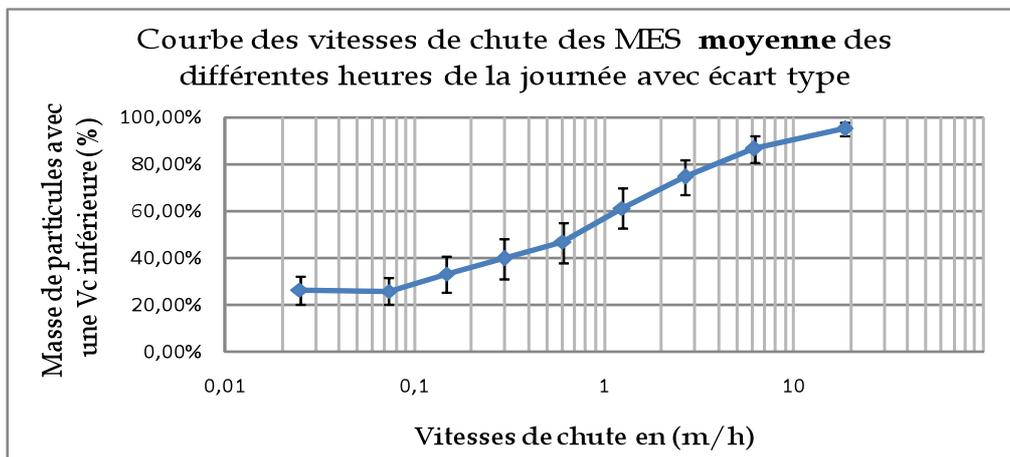


Figure 9: Vitesse de chute moyenne des MES en temps sec

Le graphique a la même allure qu'un graphique typique VICAS. Pour les différents horaires une moyenne des vitesses de chutes a été réalisé, avec autour de chaque point l'écart type. Ce graphique montre que 70% des particules arrivant dans la chambre de contrôle ont une vitesse de chute inférieure à 2m/h. Cette vitesse est une caractéristique importante car elle correspond à la vitesse nécessaire des particules pour qu'elles décantent dans un clarificateur primaire.

Voir Annexe 3 : Graphiques des différents VICAS pour différentes heures de temps sec

b. Temps de pluie

Tout au long de l'été plusieurs pluies ont été échantillonnées : 3 pluies entières ont été échantillonnées, c'est à dire le déversement vers le bassin de rétention et la vidange de ce même bassin. Pour une autre pluie seule la vidange du bassin à été échantillonnée. Trois VICAS ont été réalisés, deux sur un déversement, un en début l'autre en fin et le troisième VICAS a été fait sur une vidange du bassin.

Les résultats présentés auront pour but de caractériser les allures des différents pollutogrammes au cours des déversements et des vidanges.

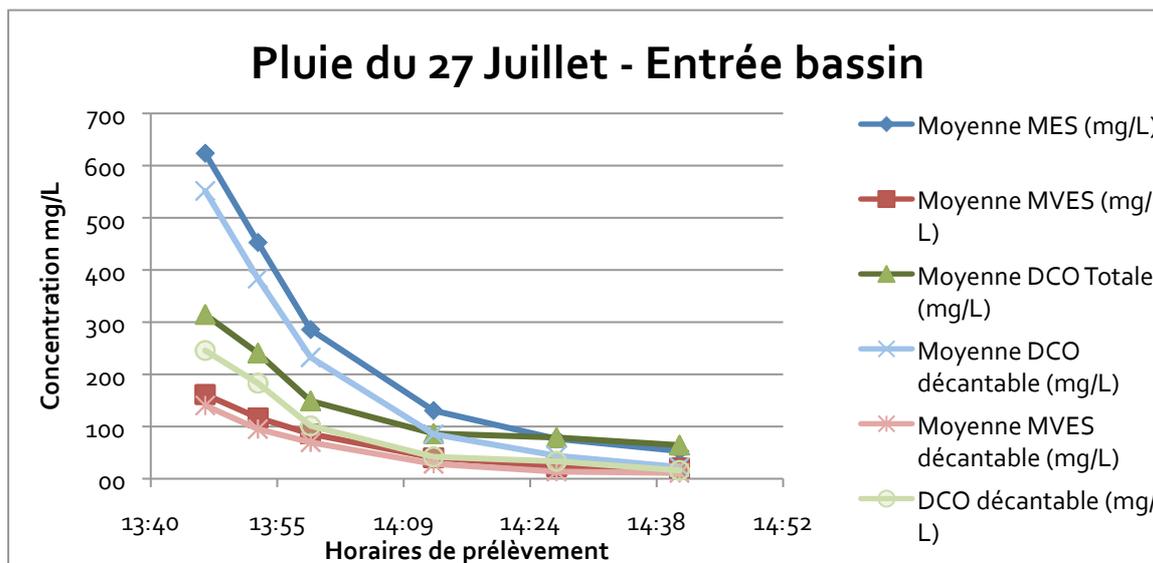


Figure 10 : Profil des concentrations lors d'un débordement en entrée de bassin

Le graphique 10 correspond au profil typique des concentrations lorsqu'il y a un débordement vers le bassin de rétention. En effet pour chaque pluie les profils sont les mêmes : une forte concentration en début de débordement, qui peut s'expliquer par un lessivage des conduits d'égouts, puis une diminution progressive de la concentration due à une dilution de plus en plus importante.

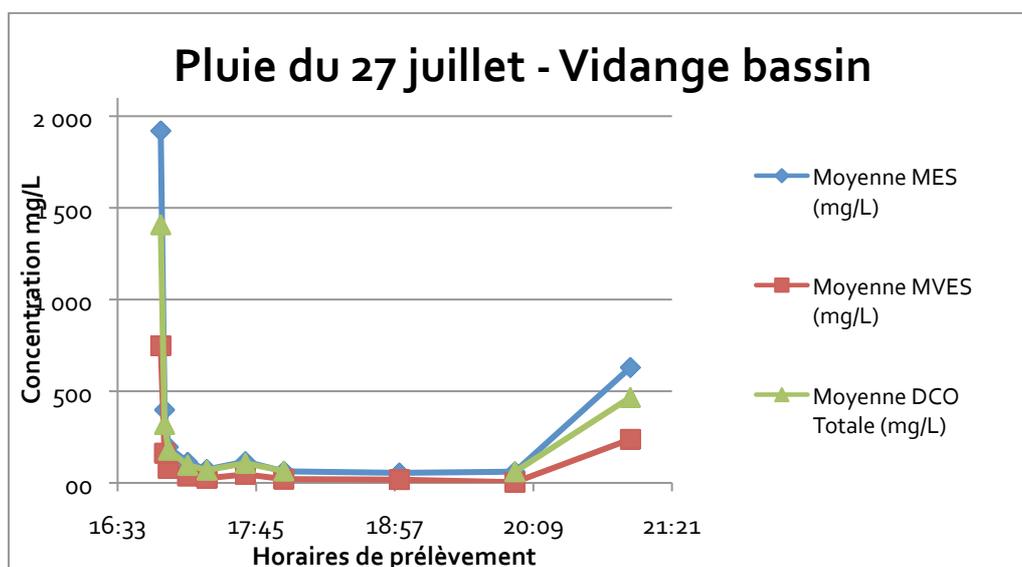


Figure 11: Profil des concentrations lors de la vidange du bassin de rétention

Les graphiques précédents caractérisent le profil d'entrée ou de vidange pour des concentrations moyennes car des duplicatas sont fait pour chaque échantillon. La valeur moyenne des deux est notée.

Sur le graphique 11 on remarque que le début de la vidange est très concentré, ce qui est logique car il se produit une décantation pendant la rétention. De plus, le bassin étant légèrement en pente vers la sortie placée en bas, les particules décantées sont donc les premières à être pompées. Ensuite, une heure plus tard on remarque une légère augmentation de la concentration, ceci est probablement dû à une activation des pompes initialement à l'arrêt. Les sédiments stagnent lorsqu'elles sont à l'arrêt, leur activation provoque cette augmentation. Ce jeu de pompe a été confirmé par une rencontre avec le personnel de la ville qui a justifié ceci pour que les pompes ne s'abiment pas. Les concentrations restent les mêmes durant le reste de la vidange jusqu'à la fin où une augmentation est de nouveau visible. Un zoom sur la fin de la vidange est effectué sur le graphique suivant, pour une autre pluie.

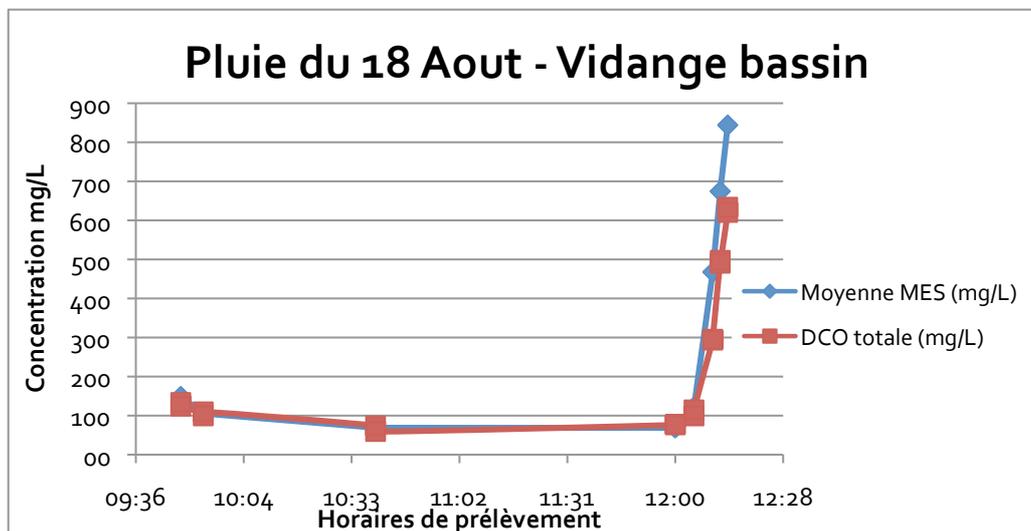


Figure 12 : Profil des concentrations lors de la fin de la vidange du bassin de rétention

Pour réaliser ce graphique, cinq échantillons ont été pris sur les 100m³ restant dans le bassin. On distingue donc la forte augmentation en fin de vidange. Aucune explication n'étant trouvée, plusieurs hypothèses sont cependant émises. La plus probable est celle du nettoyage. En effet, en fin de vidange, un nettoyage est effectué dans le bassin via des volumes d'eau conservés dans une partie du bassin et relâchés lors de la fin la vidange. L'eau conservée provenant des égouts, il est donc normal qu'il y ait cette augmentation.



Figure 13: Photographie durant le nettoyage du bassin

c. Evolution du projet

A mon arrivée, le projet retEAU n'était qu'au début de sa mise en place : l'étudiant en thèse Thibaud Maruejols commençait juste son doctorat.

J'ai pu donc voir toute l'évolution du projet avec tout ce qui a été mis en place au fur et à mesure des réunions hebdomadaires. En terme d'échantillonnage tout d'abord une des grosses avancées a été l'automatisation. En effet à la fin du mois d'août l'installation de poires détectant le début du débordement et le début de la vidange ont permis le déclenchement automatique de l'échantillonnage. Il suffit maintenant de programmer les intervalles de temps entre chaque prélèvements, alors qu'initialement il fallait être présent au début du débordement pour actionner l'échantillonneur, l'attente était souvent très longue.

En terme d'analyse au laboratoire de nombreuses évolutions ont été apportées. L'analyse de la DCO totale se faisait directement dans un bécher. Il y avait de grosses particules qui faussaient souvent la mesure et il fallait donc effectuer un triplicata afin d'avoir une valeur correcte. La première évolution fut l'utilisation d'un mixeur, qui permettait de couper les grosses particules. il y avait de temps à autres quelques aberrations, mais cette étape a permis de n'utiliser que deux tubes à DCO. La dernière étape (résultats non présentés dans le rapport) fut l'achat d'un homogénéiseur, système adapté à l'analyse DCO car détruisant toutes les particules afin qu'elles soient totalement dissoutes évitant ainsi les erreurs de DCO, sauf mauvaise manipulation.

Une évolution a été faite au niveau du protocole VICAS. Deux équipes de projets utilisent ce système pour caractériser la vitesse de sédimentation des particules, retEAU et rivEAU. Cette autre équipe du groupe modelEAU a pour but de caractériser et modéliser les bassins de rétention de pluies. Différentes réunions sont organisées afin de fournir des informations entre équipes. Ces réunions ont apporté de nouvelles manières d'utiliser le matériel pour améliorer de bilan de masse, qui est le « juge » de qualité de l'analyse.

Grâce aux nombreuses analyses effectuées, il a été possible de gagner du temps au laboratoire. En effectuant une corrélation entre toutes les MES et les MVES, il a été démontré qu'il était quasiment inutile de mesurer les MVES, car le coefficient de corrélation R^2 entre MES et MVS étant de l'ordre de 0,969. Ainsi les MES suffisent pour connaître les MVES. Dans la même réflexion, les analyses des particules non décantables ont aussi été enlevées du protocole, pour les analyse de MES, comme les analyses DCO.

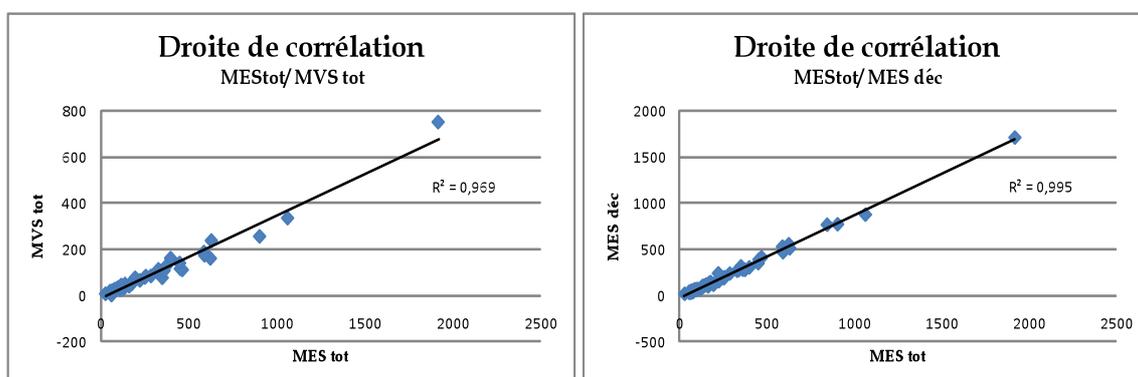


Figure 14: Droite de corrélation entre MES totales/MVS totales et MES totales et MES décantables

Une dernière évolution aura été la conservation des échantillons après les avoir prélevés. Plusieurs VICAS ont été réalisés après plusieurs temps de conservation, d'autres tests doivent être confirmés mais il semblerait qu'au-delà de 3 heures de conservation les résultats des VICAS sont différents, une partie des particules ont déjà floculé. Les résultats seront donc différents de la réalité si les échantillons sont conservés trop longtemps, malgré le fait qu'ils soient réfrigérés.

Au jour de la rédaction de ce rapport il ne reste qu'un mois de campagne d'échantillonnage. Les paramètres d'échantillonnages et d'analyses resteront les mêmes jusqu'à ce que la campagne se termine. La campagne reprendra l'an prochain dans le courant du mois de mai 2010. De nouveaux paramètres pourront être analysés comme la taille des particules grâce à un Mastersizer, la DCO dissoute en récupérant le filtrat après filtration des MES pour connaître la DCO qu'ont les MES, la conductivité et d'autres paramètres qui seront réfléchis durant l'hiver pendant les premières étapes de la modélisation du bassin.

2. La partie modélisation

Le second objectif de mon stage est l'optimisation des vidanges de bassin de rétention dans les réseaux urbains d'eaux usées, le but étant d'éviter au maximum les déversements de ces bassins vers les cours d'eaux récepteurs. Pour cela le logiciel WEST est un instrument des plus performants pour la simulation de réseaux urbains.

Le logiciel WEST est utilisé pour les simulations aussi bien à court qu'à long terme, que ce soit pour la simulation de temps sec ou de temps de pluie il est possible d'évaluer le débit d'eau et en même temps la qualité de cette eau entrante dans le réseau unitaire et allant vers la station de traitement des eaux usées. De plus, le modèle prend en compte tous les paramètres importants pour caractériser ces eaux : la concentration en DCO, en azote ammoniacal, en phosphore, ou la demande en oxygène dissous. Le modèle est capable de simuler la charge de ces types de polluants en entrée en réponse à une simple pluie. L'avantage du modèle implémenté en WEST est qu'il possède une vue globale de tout le réseau urbain prenant en compte le réseau d'égout mais aussi la station de traitement et le cours d'eau récepteur.

Après avoir pris en mains le logiciel WEST à l'aide du tutorial fournis par le logiciel, j'ai eu accès à un modèle de réseaux urbain intégré d'eau usée, réalisé par Lorenzo Benedetti qui est un ancien étudiant en thèse de Peter Vanrolleghem. Il concerne les villes de Granollers et La Garriga (100 000 habitants), autour de la rivière Congost dans le bassin versant Besòs (72 km²). Ces deux villes sont situées en Catalogne en Espagne près de la ville de Barcelone.

C'est une implémentation très récente, la simulation se fait très rapidement alors qu'elle prend en compte de nombreux calculs. L'objectif de mon intervention sur ce modèle est de le comprendre, de l'interpréter, de trouver ses degrés de liberté afin de pouvoir le modifier et intervenir dessus dans la problématique de l'optimisation des vidanges des bassins de rétention.

La station de traitement des eaux usées de La Garriga a une capacité de traitement de 4000m³/jour et celle de Granollers 23000 m³/jour. Une des particularités de ce site visible du sur la figure 15 est qu'il y a un by-pass entre les deux stations, ceci est liée à la différence de capacité entre les deux station. Il peut donc y avoir un transfert vers la partie « downstream » (station de Granollers) du réseau depuis la partie « upstream » (station de La Garriga) avant l'envoi vers les stations de traitement des eaux usées, dû principalement à la différence de capacité de traitement entres les deux stations. La capacité des bassins de rétention est la même pour les bassins RB_1 et RB_2_G soit 3750 m³, la capacité du bassin RB_1_G est elle de 20000 m³.

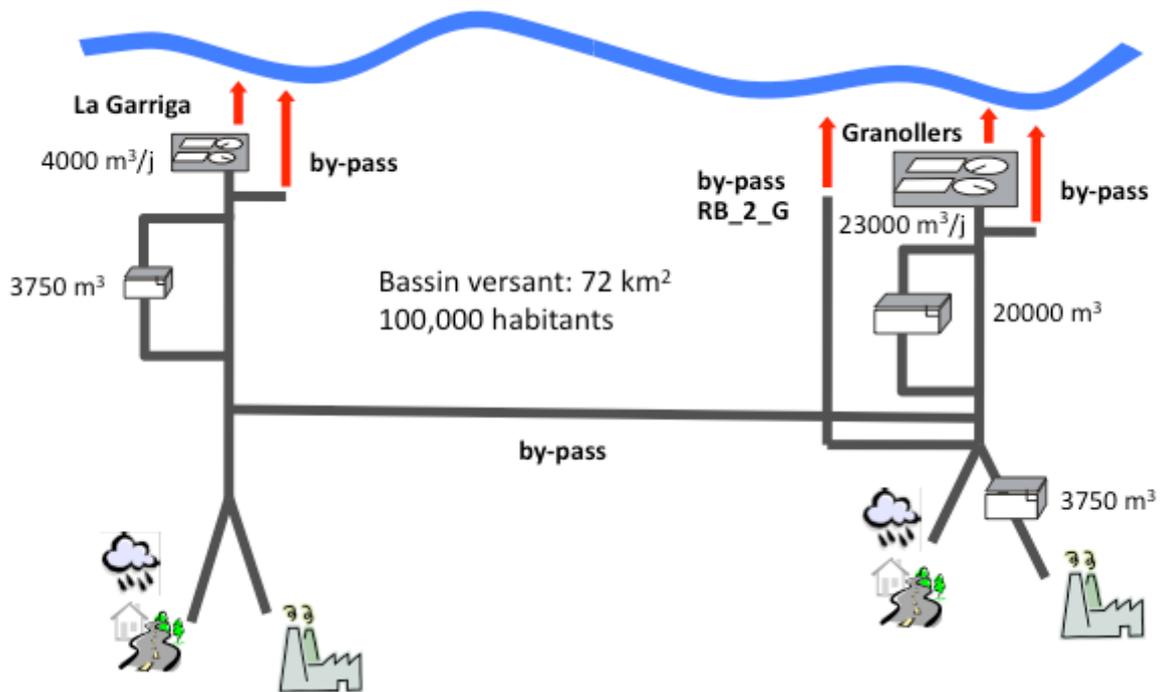


Figure 15: Schéma simplifié du modèle étudié

Voir Annexe 4 : Partie Upstream du modèle, ville de La Garriga

Voir Annexe 5 : Partie Downstream du modèle, ville de Granollers

La méthode pour étudier le bassin est de modifier le fichier d'entrée « rain.txt ». C'est le fichier d'entrée de la simulation où toutes les valeurs d'entrée sont inscrites avec en particulier les données de pluie sur les bassins versants. Ce fichier permettra de comprendre comment la station réagit à une pluie intense et très courte (un orage) ou une pluie qui dure plus longtemps mais est moins intense.

A) Compréhension du modèle

Cette étape de compréhension du modèle effectuée, il sera possible par la suite de modifier des paramètres à l'intérieur du modèle afin de faire un travail d'optimisation.

a. fichier d'entrée 1 : zéro orage zéro pluie

Le premier fichier que l'on peut placer en entrée, celui avec aucune pluie entrant dans le bassin versant, il permettra de comprendre le fonctionnement de la station au quotidien sans pluie.

Grâce au graphique suivant, on peut voir les débits d'entrée de la station de traitement « upstream », le graphique pour la station « downstream » est similaire, ces débits ne concernent que l'arrivée des égouts de la ville. En effet il n'y a rien qui provienne des bassins de rétention et il n'y pas de by-pass vers la station downstream.

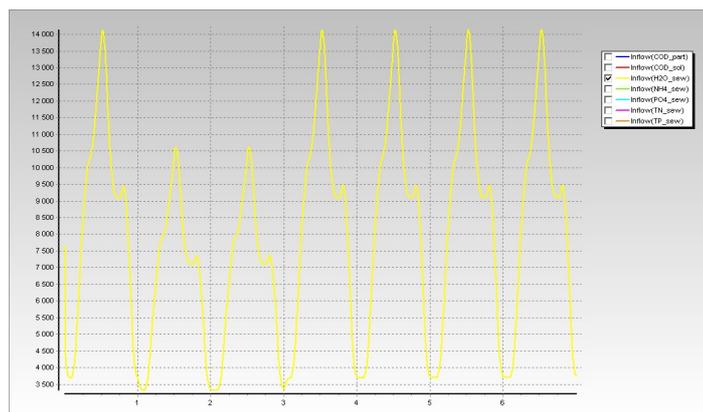


Figure 16 : débit d'eau (m³/j) entrant dans la station « upstream » sur une semaine
Voir Annexe 6: Charge de NH₄ et de PO₄ en entrée de la station « upstream » sur une semaine

On remarque sur ces deux graphiques que les jours 2 et 3 sont les deux jours du week-end. En effet on distingue une diminution significative au niveau des débits en entrée de station, ce qui semble logique car le bassin versant est composé d'industries et de collectivités qui ne consomment rien les week-end.

Voir Annexe 7 : Charge de la rivière en NH₄ (g/j) après les différents sites de déversement de la station

b. fichier d'entrée 2 : un orage zéro pluie

L'étude de cette simulation peut se faire tout d'abord avec l'analyse du fichier Excel qui est inséré dans le modèle afin de simuler la pluie. Les données dans le fichier sont sous forme de quantité d'eau de pluie tombée en mm toute les 5 minutes.



Figure 17: Graphique Excel représentant le fichier rain.txt

Il y a donc une forte pluie le premier jour au milieu de la journée, d'une intensité importante mais de très courte durée. La somme de toute cette pluie représente 15,5 mm, tombé en 35 minutes.

Le modèle réagit de manière à ce qu'il n'y ait pas de déversement dans la rivière : tout d'abord on remarque un fort pic en entrée de la station en terme de débit d'eau. L'augmentation des concentrations en NH₄, PO₄ et en DCO est similaire au débit d'eau.

Voir Annexe 8 : Débit d'eau (m³/j) entrant dans la station « upstream » sur une semaine

Au niveau de la rivière, la charge en NH₄ augmente significativement au moment de la pluie après les deux stations de traitement.

Voir Annexe 9 : Charge de la rivière en NH₄ (g/j) après la station « upstream » avec et sans temps pluie

Une autre partie intéressante est au niveau de la réaction du by-pass et des bassins de rétention. Tout d'abord au niveau du by-pass, il se produit une déviation de l'eau usée du côté « upstream » vers la partie « downstream » avec un débit de l'ordre de 85000m³/jour en valeur maximale. Il n'y a pas de débordements d'aucun des bassins.

Voir Annexe 10: Mesure du débit (m^3/j) du by-pass allant vers la station « downstream »

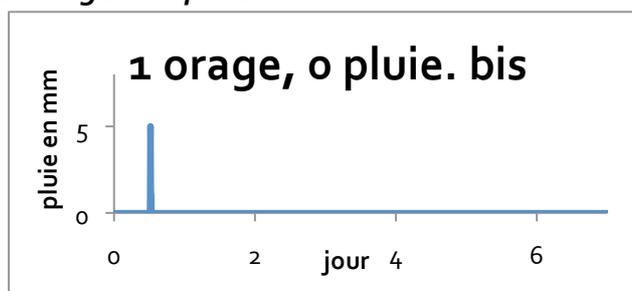
Malgré ce by-pass vers l'autre station il se produit d'autres by-pass avant et après le premier clarificateur primaire. C'est cette opération qui va créer un pic de pollution dans la rivière. Il se produit sur une semaine des by-pass qui ont un léger impact sur la rivière, mais lorsqu'il se présente un évènement de pluie le by-pass devient très important et provoque une pollution dans la rivière. Il se produit la même chose au niveau de la station downstream. Les by-pass permettent d'éviter un afflux trop important vers la station, dès que le débit d'entrée est trop important ils sont provoqués.

Voir Annexe 11 : Charge en NH_4 (g/j) du by-pass avant la station upstream avec et sans pluie

Une dernière analyse peut être faite au niveau de la vidange des bassins. On remarque que les débits de remplissage sont très importants $90000 m^3/jour$ (pic de débit) pour le RB_2_G sur une très courte durée. Les deux autres débits de remplissage sont moins importants mais se font dans la même durée très courte. On remarque que les débits de vidange sont de $3000m^3/jour$ (paramètres imposés) mais la durée de vidange varie en fonction du remplissage du bassin.

Voir Annexe 12 : Mesure des débits (m^3/j) de vidange des bassins de sur une semaine

c. *fichier d'entrée 2 : un orage zéro pluie*



Ce fichier d'entrée est similaire au précédent, la seule différence étant la quantité de pluie qui est plus importante : 20mm en 35 min.

Les graphiques à plusieurs niveaux sont similaires aux précédents. Par contre à cause de l'intensité plus importante de la pluie il va y avoir un débordement au niveau du bassin RB_2_G. C'est le lieu où le débit d'entrée de pluie est le plus important parmi les bassins de rétention.

Voir Annexe 13 : Mesure des débits d'entrée (m^3/j), de sortie et de débordement sur le bassin de rétention RB_2_G sur une semaine

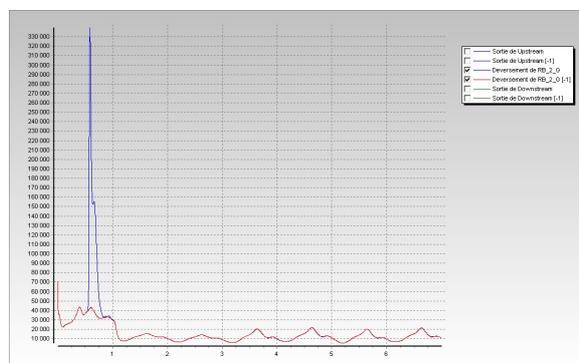


Figure 18: Charge en NH_4 (g/j) de la rivière après le bassin de rétention RB_2_G avec et sans pluie

A noter qu'il se produit le même by-pass que précédemment en entrée de upstream et donc la même pollution. Le by-pass en entrée de downstream est le même que pour la pluie précédente.

d. fichier d'entrée 3 : deux orages une pluie

Regardons maintenant l'effet d'une pluie moins intense et plus longue additionnée à deux orages sur le fonctionnement de la station de traitement et sur la qualité de l'eau dans le cours d'eau récepteur.

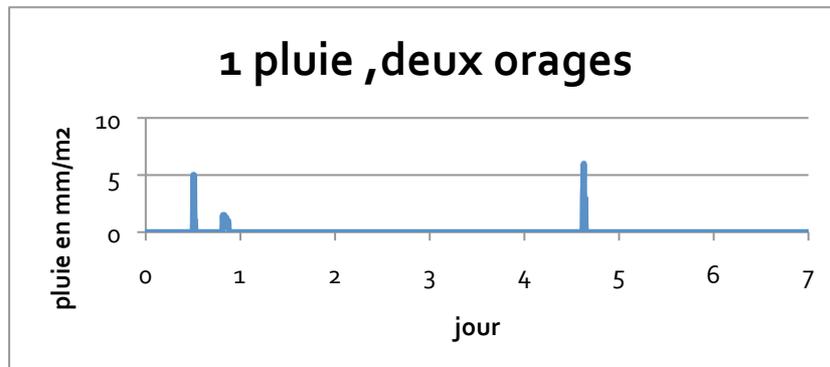


Figure 19: Graphique excel représentant le fichier rain.txt

Les orages sont visibles le premier jour et le quatrième jour, avec une quantité de pluie importante tombée en très peu de temps.

Le premier orage représente 20mm en 35 minutes ; le deuxième orage lui représente 26mm en 45 minutes. La pluie à la fin du premier jour représente 18,9 mm en 1heure 35 minutes. Les débits de pluie ressentis sur les bassins versant sont très importants, l'intensité des orages est très forte.

Voir Annexe 14 : mesure des débits de pluie (m3/j) avant et après infiltration sur le bassin CM1 sur une semaine

L'infiltration est remarquable sur le bassin versant de Granollers, ce qui ne l'était pas ou peu pour les autres scénarii.

Au niveau des bassins de rétention ce scénario provoque le remplissage des bassins à chaque pluie, le bassin RB_1 se remplit très rapidement mais il ne provoque aucun débordement.

Voir Annexe 15 : mesure des débits d'entrée et de vidange (m3/j) du bassin RB_1 de sur une semaine

Le bassin RB_1_G se remplit avec un débit bien plus important que le RB_1, dû principalement à sa grande capacité. La particularité ici est que la première vidange commence dès le début du remplissage de la première pluie et se termine le quatrième jour. Le deuxième orage ne remplit pas assez le bassin pour qu'il déborde, mais la vidange n'est pas terminée à la fin de la simulation.

Voir Annexe 16 : Mesure des débits d'entrés (m3/j) dans les bassins de rétention sur une semaine

Voir Annexe 17 : Mesure des débits de vidange des bassins sur une semaine

Le bassin RB_2_G semble être le bassin le plus problématique. Les débits d'entrée sont similaires aux débits du RB_1_G, sauf qu'il se produit un débordement à chaque évènement pluvieux. Les vidanges sont moins longues que pour le précédent mais la première couvre les deux évènements de pluie. Ainsi il se produit un débordement pour la pluie la fin du premier jour. L'intensité du dernier orage provoque un débordement très important.

Voir Annexe 18 : mesure des débits (m3/j) de débordements sur le bassin de rétention RB_2_G

Concernant le by-pass entre les deux stations, il s'en produit un à chaque évènement de pluie.

En terme de pollution dans la rivière, après la station de traitement upstream on remarque une augmentation de la pollution après chaque pluie, due comme précédemment aux by-pass (même charge que pour les autres pluies) avant la station.

Après la station downstream, il y a de nombreux pics de pollution. Tout comme la station upstream les by-pass autour du clarificateur primaire provoquent une pollution mais les débordements systématiques du bassin RB_2_G en ajoutent une nouvelle et le débordement important du dernier orage provoque une pollution conséquente.

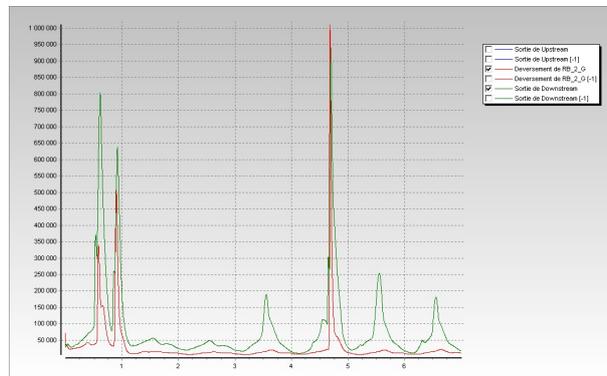


Figure 20: cCharge en NH₄ (g/j) de la rivière après le bassin de rétention RB_2_G et après la station downstream avec et sans pluie

Il est remarquable que pour n'importe quel évènement de pluie le débit en entrée des stations reste la même, les by-pass en entrée agissent selon cette contrainte.

Pour cet évènement il est important de noter que toutes les informations tirées sont à relativiser car à la fin de la semaine le bassin RB_1_G n'a pas terminé sa vidange, donc l'analyse des résultats n'est faite que sur une partie.

Pour la station upstream, on remarque que les pluies provoquent une détérioration de la qualité de l'eau de la rivière Congost, le facteur principal de cette détérioration est l'augmentation trop importante du débit d'eau en entrée de station lorsqu'il se produit une pluie, la station sature, il se produit des by-pass, et donc l'eau non traitée est envoyée directement vers la rivière. Aucune de ces pluies ne provoque de débordements, l'optimisation se fera par la diminution du débit afin d'augmenter la rétention et donc de diminuer le by-pass.

Pour la station downstream, le bassin de rétention RB_2_G avec ses débordements répétitifs provoque une pollution significative sur la rivière. Il faudra optimiser ceci et en parallèle, comme pour la station upstream, essayer de diminuer au maximum les by-pass autour du clarificateur primaire.

B) Intervention sur le modèle

Pour éviter la pollution de la rivière la modification du débit de sortie des bassins de rétention, variable facilement modifiable, pourrait permettre de minimiser la charge des by-pass et donc d'améliorer la qualité de l'eau en rivière. Les critères de qualité de l'eau dans la rivière seront la charge en azote ammoniacal NH_4 envoyée par le réseau, la concentration en NH_4 (g/m^3) et la concentration d'oxygène (g/m^3). Tous les résultats qui suivront proviendront de la simulation avec une pluie et deux orages dans la même semaine. En effet c'est cette simulation qui provoque le plus de débordements et de conséquences négatives sur la rivière.

Initialement tous les débits de pompage pour la vidange des bassins de rétention sont de $3000\text{m}^3/\text{jour}$. Pour chaque évènement de pluie étudions la réaction et l'influence que la modification de ces débits peut avoir.

Scénario 0	RB_1	RB_1_G	RB_2_G
Débit de vidange (m^3/j)	3000	3000	3000
Volume du débordement (m^3)	0	0	14578
Volume d'eau restant à la fin de la simulation	0	13211	0
Masse de NH_4 envoyé par le by-pass coté upstream (kg)	25,8		
Masse de NH_4 envoyé par le by-pass coté downstream (kg)	158,2		
Masse cumulée de NH_4 en sortie de rivière (kg)	574,5		

Tableau 1: Résumé Scénario 0

Pour ce scénario initial le bassin RB_1_G contient encore 13211m^3 d'eau, il sera vidé lors de la semaine suivante. Pour les scénarii qui vont suivre, ce volume sera le volume maximal possible à la fin de la semaine pour ce bassin.

a. Scénario 1.0

La première hypothèse peut être la diminution des débits de vidange des bassins de rétention RB_1 et RB1_G afin de minimiser les by-pass avant et après le clarificateur primaire sans provoquer de débordements. Dans cette même hypothèse l'augmentation du débit de vidange du bassin RB_2_G sera évaluée afin d'éviter les débordements de ce bassin, en veillant à ne pas surcharger l'entrée de la station et provoquer de nouveaux by-pass. Une modification peut être aussi faite au niveau du by-pass avec le premier clarificateur de chaque station. Pour chacun des scénarii l'influence de la diminution du débit de by-pass sera évaluée en terme de pollution et de rendement de la station.

Pour cette première intervention seulement le débit de vidange de RB_1 sera modifié de $3000\text{m}^3/\text{j}$ à $2000\text{m}^3/\text{j}$.

Scénario 1.0	RB_1	RB_1_G	RB_2_G
Débit de vidange (m^3/j)	2000	3000	3000
Volume du débordement (m^3)	0	0	14579
Volume d'eau restant à la fin de la simulation	0	13209	0
Masse de NH_4 envoyé par le by-pass coté upstream (kg)	23,68 (8,47%)		
Masse de NH_4 envoyé par le by-pass coté downstream (kg)	158,29 (0%)		
Masse cumulée de NH_4 en sortie de rivière (kg)	572,98 (0,3%)		

Tableau 2: Résumé Scénario 1.0 (Avec l'amélioration en pourcentage)

Cette modification sur le bassin RB_1 a donc une influence qui est non négligeable en termes de rejet de NH₄ dans la rivière après la station upstream.

L'efficacité de cette modification est par contre très peu visible au niveau de la concentration minimale en oxygène qui varie très peu, tout comme la concentration en NH₄. La diminution du débit de vidange du bassin RB_1_G est pour l'instant inenvisageable, car la diminution de ce débit impliquerait un volume contenu trop important en fin de simulation. Pour diminuer le débordement du bassin RB_2_G, l'augmentation de son débit de vidange est la seule solution, le scénario 1.1 en est l'application. Il est tout de même prévisible que ce scénario ne soit pas convenable, car le volume de RB_1_G en fin de simulation sera supérieur à la valeur limite.

b. Scénario 1.1

Pour ce scénario les débits de vidange des bassins RB_1 et RB_1_G restent inchangés et le débit de vidange de RB_2_G est augmenté à 4500 m³/j. Evaluons ce changement en termes de charge en NH₄.

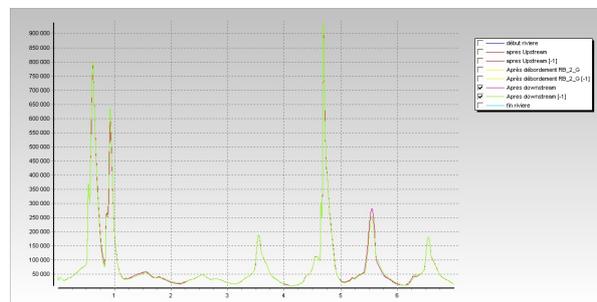


Figure 21: charge en NH₄ (g/j) de la rivière après la station downstream avec et sans modification des débits.

La charge en NH₄ n'évolue pas de la bonne manière après la modification du débit. Au niveau by-pass avant la station upstream, la diminution de la charge en NH₄ reste la même, mais à l'inverse la charge du by-pass avant la station downstream augmente, ceci s'explique par un débordement de RB_1_G.

En terme de concentration en NH₄, la valeur maximum est atteinte dans la rivière après le déversement du bassin de rétention RB_2_G, sa valeur maximale est de 4,75g/m³ soit % par rapport à la valeur maximale sans intervention sur les débits de vidanges.

Voir Annexe 19 : Concentration en oxygène dans la rivière après le débordement du bassin RB_2_G (avec et sans modification des débits)

Sur cette figure on remarque l'emplacement où la concentration en oxygène est la plus faible, après le déversement du trop-plein du bassin RB_2_G, la valeur minimale est de 1,04g/m³ ce qui est très faible.

Scénario 1.1	RB_1	RB_1_G	RB_2_G
Débit de vidange (m ³ /j)	2000	3000	4500
Volume du débordement (m ³)	0	4,15	13774
Volume d'eau restant à la fin de la simulation (m ³)		13368	
Masse de NH ₄ envoyé par le by-pass coté upstream (kg)	23,58 (8,87%)		
Masse de NH ₄ envoyé par le by-pass coté downstream (kg)	170 (-7,5%)		
Masse cumulée de NH ₄ en sortie de rivière (kg)	577 (-0,5%)		

Tableau 3: Résumé Scénario 1.1 (Avec l'amélioration en pourcentage)

La concentration de NH₄ atteint son maximum dans la rivière après la station Downstream. Sa valeur maximale est de 4,7 g/m³ soit 4% d'augmentation par rapport à la valeur maximale sans modification des débits.

Il faut donc diminuer le débit de vidange du bassin RB_2_G. Après plusieurs valeurs on remarque pour une valeur supérieure au 3000 m³/j, qu'il y a une augmentation du volume d'eau de RB_1_G en fin de semaine, et de plus la pollution dans la rivière en NH₄ est plus importante.

c. Scénario 1.2

Pour ce scénario l'objectif est de trouver la valeur minimale de débit de vidange pour le bassin RB_1. Les autres valeurs de débits de vidange resteront à 3000 m³/j.

Scénario1.2	RB_1	RB_1_G	RB_2_G
Débit de vidange (m ³ /j)	750	3000	3000
Volume du débordement (m ³)	0	0	14577
Volume d'eau restant à la fin de la simulation (m ³)		13210	
Masse de NH ₄ envoyé par le by-pass coté upstream (kg)	21,3 (17%)		
Masse de NH ₄ envoyé par le by-pass coté downstream (kg)	157,9		
Masse cumulée de NH ₄ en sortie de rivière (kg)	571		

Tableau 4: Résumé Scénario 1.2 (Avec l'amélioration en pourcentage)

Ce scénario est une amélioration en termes de charge en NH₄ envoyée dans la rivière. Cette amélioration se fait côté upstream car la modification se fait à cet endroit.

Il n'y a par contre aucune amélioration en terme de pic de concentration, ni en oxygène dissous ni en NH₄. Ce problème va devoir être résolu grâce à une nouvelle optimisation.

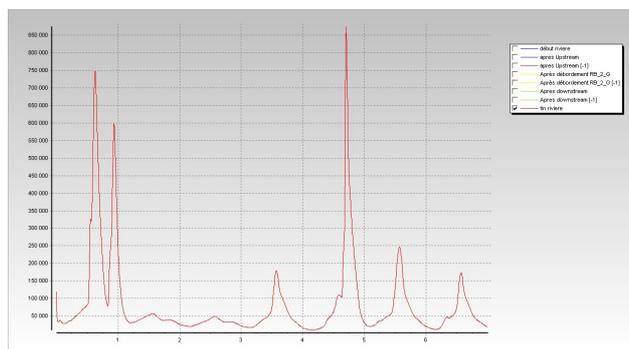


Figure 22: Charge de NH₄ (g/j) après le traitement de toutes les eaux urbaines

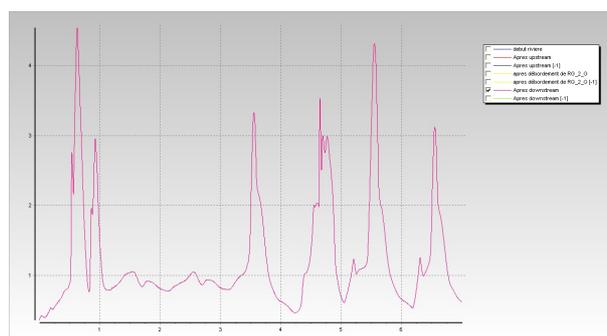


Figure 23: Profil de concentration en NH₄ (g/m³) dans la rivière après la station downstream

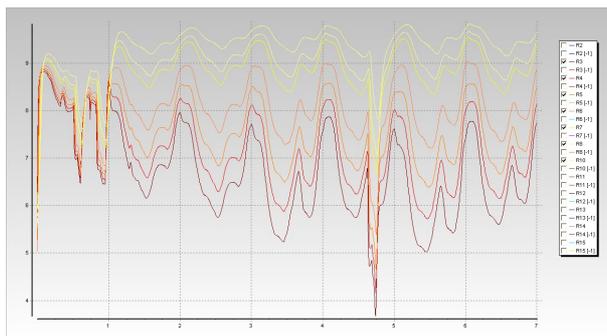


Figure 24: Profil de concentration en O₂ dans la rivière après la station upstream (le dégradé de couleur suivant l'évolution de la rivière)

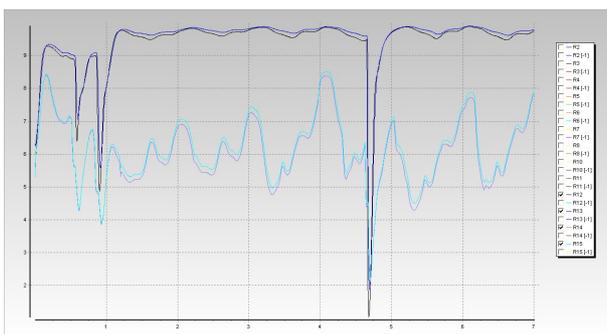


Figure 25: Profil de concentration en O₂ dans la rivière après la station upstream (le dégradé de couleur suivant l'évolution de la rivière)

Pour conclure sur le scénario 1.x, la seule optimisation valable en termes de réduction de débits de vidange est la diminution du débit de RB_1, de 3000 m³/j à 750 m³/j. Ceci nous permet de diminuer la charge en NH₄ envoyée vers le cours d'eau récepteur. Le problème reste entier en termes de concentration en oxygène dissous et en azote ammoniacal.

Un objectif de ce scénario était de modifier le débit maximal du by-pass avant le clarificateur primaire, afin de diminuer ce débit et d'augmenter le débit d'effluent à traiter. Après évaluation des débits de by-pass, il est inutile de modifier la valeur seuil car elle n'est jamais atteinte (27648m³/j coté upstream et 76800m³/j coté downstream). C'est après le clarificateur primaire que le by-pass est très important, où la valeur seuil n'est pas modifiable, cette contrainte est spécifique au modèle fourni.

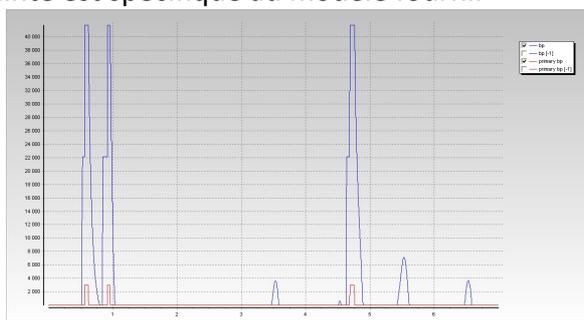


Figure 26: Débits de by-pass (m³/j) avant et après le clarificateur primaire coté downstream

d. Scénario 2.0

Pour ce scénario un nouveau paramètre va être modifié afin de diminuer la pollution dans la rivière. Le scénario 1 a permis de déterminer les attitudes des bassins de rétention et les conséquences de la modification de certains paramètres. L'objectif de ce scénario va être d'intervenir sur le débit d'entrée vers la station. En augmentant ce débit le by-pass après le clarificateur primaire va diminuer, il y aura moins d'eau non traitée, et donc moins de pollution. Ce degré de liberté pourra ensuite permettre d'augmenter les débits de vidange des bassins afin de diminuer les débordements et le volume d'eau dans le bassin RB_1_G en fin de simulation.

Initialement les débits envoyés vers les stations sont de 34440 m³/j pour la station downstream et 15393 m³/j vers la station upstream.

Voir Annexe 20: Débit du by-pass avant la station Downstream avant et après modification du seuil de débit envoyé vers la station

La modification du seuil de débit envoyé vers la station en temps sec permet de diminuer significativement le by-pass.

Voir Annexe 21: Profil de la charge en NH₄ (g/j) que reçoit la rivière après la station downstream avant et après intervention sur le modèle

Sur le graphique on remarque que la charge envoyée lors des temps de pluies (pics) est la même, l'amélioration se fait surtout lors des by-pass en temps sec lors de la vidange des bassins.

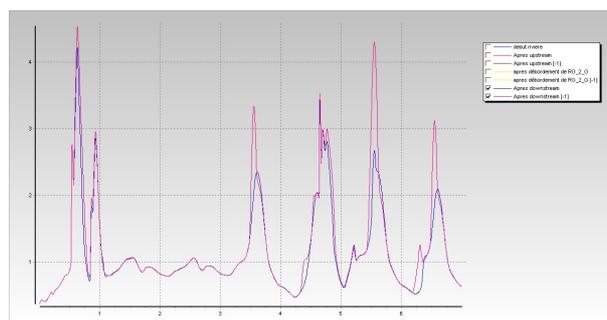


Figure 27: Profil de concentration en NH₄ dans la rivière après la station downstream avant et après intervention sur le modèle

La diminution de la concentration en NH₄ dans la rivière est visible (figure 28) avec un concentration maximale qui diminue de 7%, alors qu'il n'y a aucune amélioration visible en terme de concentration en oxygène.

Scénario 2.0	RB_1	RB_1_G	RB_2_G
Débit de vidange (m ³ /j)	750	3000	3000
Volume du débordement (m ³)	0	0	14557
Débit envoyé vers la station upstream (m ³ /j)	39606 (+15%)		
Débit envoyé vers la station downstream (m ³ /j)	16093 (+15%)		
Volume d'eau restant à la fin de la simulation (m ³)	13210		
Masse de NH ₄ envoyé par le by-pass coté upstream (kg)	17,58 (32%)		
Masse de NH ₄ envoyé par le by-pass coté downstream (kg)	102,32 (35%)		
Masse cumulée de NH ₄ en sortie de rivière (kg)	525,99 (8,45%)		

Tableau 5: Résumé Scénario 2.0 (Avec l'amélioration en pourcentage)

L'optimisation se termine ici, faute de temps. La suite du scénario 2 serait d'augmenter les débits de vidange et donc de diminuer les débordements. Une évolution pour l'optimisation de ce modèle serait de créer un fichier qui nous permettra d'augmenter le débit de vidange lorsque la charge domestique est minime, c'est à dire augmenter les débits de vidange la nuit.

L'objectif du travail sur ce modèle semble être rempli. En effet je devais prendre en main ce modèle pour que les personnes qui souhaiteront l'étudier par la suite, en particulier Thibaud Maruejols lorsqu'il devra modéliser son bassin, aient une trace écrite de son fonctionnement et de ses paramètres importants.

Une autre conclusion importante peut être tirée de cette étape de mon stage : c'est qu'il est nécessaire d'approfondir les recherches sur les vidanges des bassins, car cette étape peut permettre de réaliser des améliorations en termes de pollutions envoyées vers les cours d'eaux récepteurs.

Conclusions

Les conclusions à tirer pour ce stage sont nombreuses. Tout d'abord en terme purement scientifique, j'ai pu acquérir de nombreuses connaissances sur le traitement des eaux urbaines, en termes de gestion de réseaux et de traitement des effluents dans les stations de traitement. Ces sujets seront approfondis durant ma dernière année scolaire, mais cette introduction faite à travers un vrai sujet de recherche est, je pense, très bénéfique pour la poursuite de mes études. Un autre aspect scientifique intéressant est la prise en main du logiciel WEST. Il existe peu de logiciels permettant de modéliser les réseaux d'égouts urbains intégrés. Cette introduction sera sûrement bénéfique si par la suite lors de mes prochains stages j'ai l'occasion de travailler sur ce sujet. Le dernier aspect purement scientifique est la découverte de procédés de laboratoire tel que le protocole VICAS.

Une autre conclusion que je peux faire sur ce stage est la mise en œuvre de mes connaissances acquises lors de mon cursus scolaire à l'INSA, pour ce qui est des règles de sécurité au laboratoire, l'utilisation du matériel déjà connu, ou encore les présentations « Powerpoint » qui sont choses courantes à l'INSA qui semble avoir correspondu aux attentes de mes supérieurs.

Une dernière conclusion concerne la découverte du milieu de la recherche que j'ai pu approcher grâce à ce stage. J'ai pu assister à l'évolution du projet et de l'équipe tout au long de ces trois mois, voir comment M. Vanrolleghem gère son équipe et la dynamise au fil des réunions organisées avec beaucoup de professionnalisme et de sérénité.

Bibliographie :

- Achleitner, S., Möderl, M. and Rauch, W. (2006). City Drain© - An open source approach for simulation integrated urban drainage systems. *Environmental Modelling & Software*, 1-12.
- Benedetti, L., Prat P., Nopens, I., Poch, M., Turon, C., De Baets B. et Comas J. (2009). A new rule generation method to develop a DSS for integrated management at river basin scale. IWA conférence on Instrumentation, Control and Automation.
- Colas, H., Pleau, M., Lamarre J., Pelletier G. et Lavalée P. (2004). Practical perspective on real-time control. *Water Qual. Res. J. Canada*, 39(4): 466-478.
- Devesa, F., Comas, J., Turon C., Freixo, A., Carrasco, F., Poch, M. Scenario analysis for the role of sanitation infrastructures in integrated urban wastewater management. *Environmental Modelling & Software* 24 (2009) 371–380
- Duchesne, S., Maillot, A., Villeneuve, J-P. (2004). Global predictive real-time control of sewers allowing surcharged flows, *Journal of environmental engineering*, ASCE, May : 528-534.
- Erbe, V., T. Frehmann, W. F. Geiger, P. Krebs, J. Londong, K.-H. Rosenwinkel and K. Seggelke (2002). Integrated modelling as an analytical and optimisation tool for urban watershed management. *Water Science Technology* 46(6-7): 141-150.
- Huebner, M. et Geiger, F. W. (1996). Characterisation of the performance of an off line storage tank. *Water Science Technology*, Vol. 34 (3-4) : 25-32.
- Lessard, P. et Lavallée, P. (1985). Caractérisation des eaux usées de débordement de réseau unitaires. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 12 : 529-537
- Marinaki, M. et Papageorgiou, M. (1999). A non-linear optimal control approach to central sewer network flow control, *International Journal of Control*, vol. 72, no. 5, pp. 418-429.
- Marinaki, M., Papageorgiou, M. et Messmer, A. (1999). Multivariable Regulator Approach to Sewer Network Flow Control, *Journal of Environmental Engineering*, vol. 125, no. 3, pp. 267-276.
- Lessard, P., et Beck, M. B. (1991). Dynamic simulation of storm tanks. *Water Resources* , 375–391.
- Müller, J.R. et Krauth, K. (1998). Wastewater flow management to maximise the capacity of sewage treatment plants. *Water Science and Technology*, 37(9), 49-56.
- Pleau, M., Pelletier, G., Colas, H., Lavallée, P. and Bonin, R. (2001). Global predictive real-time control of Quebec Urban Community's westerly sewer network. *Water Science Technology* 43 7, 123–130.
- Rauch, W., Bertrand-Krajewski, J.-L., Krebs, P., Mark, O., Schilling, W., Schütze, M., Vanrolleghem, P.A., (2002). Mathematical modelling of integrated urban drainage systems. *Water Science Technology* 45 (3), 81–94.
- Rauch, W. et Harremoës, P. (1999). Genetic algorithms in real time control applied to minimise transient pollution from urban wastewater systems. *Water Resources*, 33, 1265–1277.
- Rondeau, F. (2009). Gestion des eaux usées urbaines en temps de pluie : Comportement d'un réservoir de rétention. *Mémoire de maîtrise à l'université Laval*
- Solvi, A.-M., Benedetti, L., Vandenberghe, V., Gillé, S., Schlosseler, P., Weidenhaupt, A. and Vanrolleghem, P.A. (2006). Implementation of an integrated model for optimised urban wastewater management in view of better river water quality: A case study. In: *Proceedings of the IWA World Water Congress 2006*, Beijing, China, 10-14 September 2006.
- Vanrolleghem, P., Benedetti, L., et Meirlaen, J. (2005). Modelling and real-time control of the integrated urban wastewater system. *Environmental Modelling & Software*, 20, 427–442.
- Vanrolleghem, P., Schilling, W., Rauch, W., Krebs, P. et Aalderink, H. (1999) Setting up measuring campaigns for integrated wastewater modelling. *Water Science Technology*, 39(4), 257–268.

Index :

Figures :

Figure 1: Fonctionnement de la chambre de contrôle en temps sec.....	7
Figure 2: Photographie de l'intérieur de l'échantillonneur	8
Figure 3: Intérieur de la chambre de contrôle, niveau au dessus du circuit de l'eau.....	8
Figure 4: Photographie de l'intérieur de la chambre de contrôle	8
Figure 5 : Fonctionnement de la chambre de contrôle en temps de pluie (vue de dessus)	9
Figure 6: Schéma du VICAS.....	10
Figure 7: Photographies du VICAS.....	10
Figure 8: Pollutogramme sur une journée en temps sec	12
Figure 9: Vitesse de chute moyenne des MES en temps sec	12
Figure 10 : Profil des concentrations lors d'un débordement en entrée de bassin	13
Figure 11: Profil des concentrations lors de la vidange du bassin de rétention.....	13
Figure 12 : Profil des concentrations lors de la fin de la vidange du bassin de rétention	14
Figure 13: Photographie durant le nettoyage du bassin	14
Figure 14: Droite de corrélation entre MES totales/MVS totales et MES totales et MES décantables.....	15
Figure 15: Schéma simplifié du modèle étudié	18
Figure 16 : Débit d'eau (m^3/j) entrant dans la station « upstream » sur une semaine	19
Figure 17: Graphique Excel représentant le fichier rain.txt	19
Figure 18: Charge en NH_4 (g/j) de la rivière après le bassin de rétention RB_2_G avec et sans pluie	20
Figure 19: Graphique excel représentant le fichier rain.txt	21
Figure 20: Charge en NH_4 (g/j) de la rivière après le bassin de rétention RB_2_G et après la station downstream avec et sans pluie.....	22
Figure 21: Charge en NH_4 (g/j) de la rivière après la station downstream avec et sans modification des débits. 24	24
Figure 22: Charge de NH_4 (g/j) après le traitement de toutes les eaux urbaines.....	25
Figure 23: Profil de concentration en NH_4 (g/m ³) dans la rivière après la station downstream	25
Figure 24: Profil de concentration en O_2 dans la rivière après la station upstream (le dégradé de couleur suivant l'évolution de la rivière).....	26
Figure 25 : Profil de concentration en O_2 dans la rivière après la station upstream (le dégradé de couleur suivant l'évolution de la rivière)	26
Figure 26: Débits de by-pass (m^3/j) avant et après le clarificateur primaire coté downstream	26
Figure 27: Profil de concentration en NH_4 dans la rivière après la station downstream avant et après intervention sur le modèle	27

Tableaux :

Tableau 1: Résumé Scénario 0	23
Tableau 2:Résumé Scénario 1.0	23
Tableau 3: Résumé Scénario 1.1	24
Tableau 4: Résumé Scénario 1.2	25
Tableau 5: Résumé Scénario 2.0	27

Annexes :

Annexe 1 : Feuilles protocole VICAS

Mesures prises en laboratoire - VICAS

Informations sur l'échantillon	
Référence:	
Date et heure de prélèvement:	
Volume total:	
Préleveur:	
Conservation:	
Date et heure d'analyse:	

Qui	
Manipulation des coupelles:	
Mesure des MES, MVeS:	

Informations sur la colonne	
Numéro:	
Hauteur de chute (cm):	Variation?

Concentration Initiale					
Essai	N° filtre	Volume (ml)	m ₀ (mg)	m ₁ (mg)	m ₂ (mg)
1					
2					
3					

Concentration Finale					
Essai	N° filtre	Volume (ml)	m ₀ (mg)	m ₁ (mg)	m ₂ (mg)
1					
2					
3					

où m₀: masse du filtre conditionné

m₁: masse du filtre donnant les MeS

m₂: masse du filtre donnant les MVeS

Remarque: _____

Référence: _____

Heure et date de début: _____

Heure et date de fin: _____

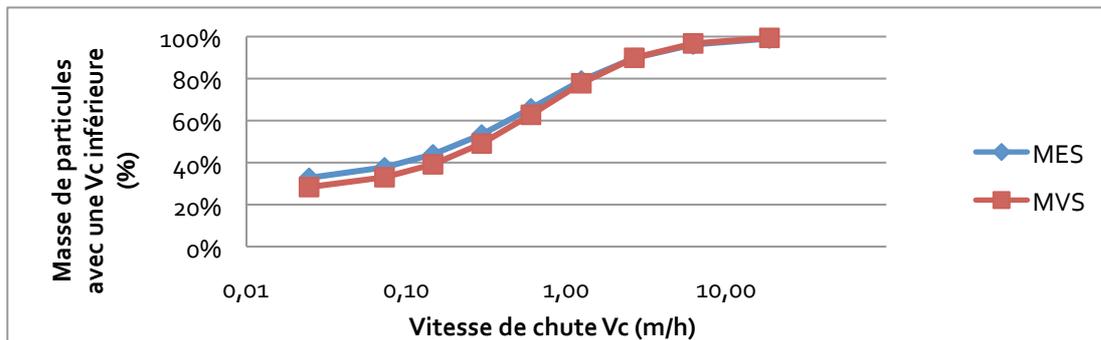
Essai de décantation					
Heure	Δt	$\Sigma \Delta t$	N° filtre	m_1 (mg)	m_2 (mg)
1.					
2.					
3.					
4.					
5.					
6.					
7.					
8.					
9.					
10.					
11.					
12.					
13.					
14.					
15.					
16.					
17.					
18.					
19.					
20.					

Note: Pour les valeurs de m_0 , se référer au cahier de laboratoire de riveAU.

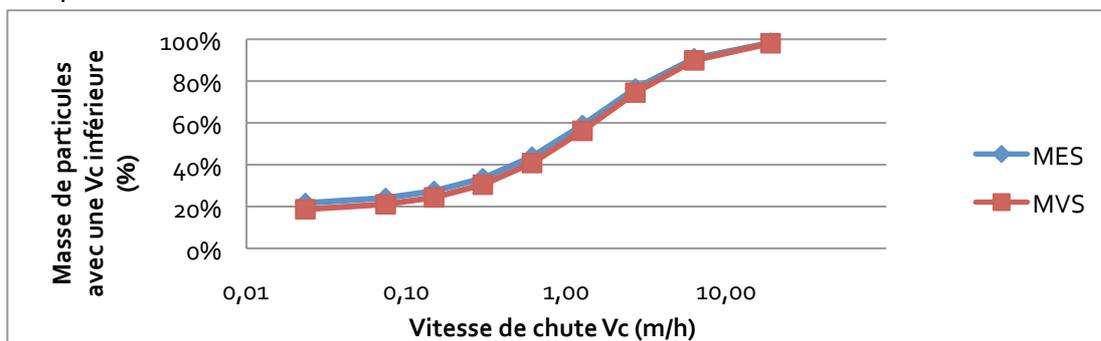
Remarque: _____

Annexe 3 : Graphiques des différents VICAS pour chaque heure de temps sec

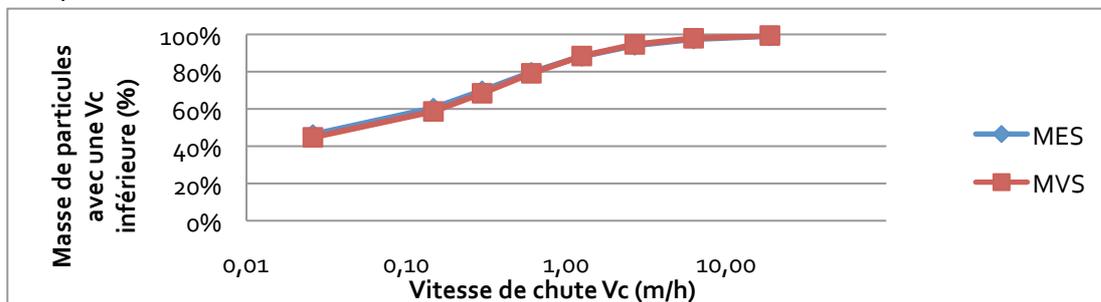
Temps sec 6:00



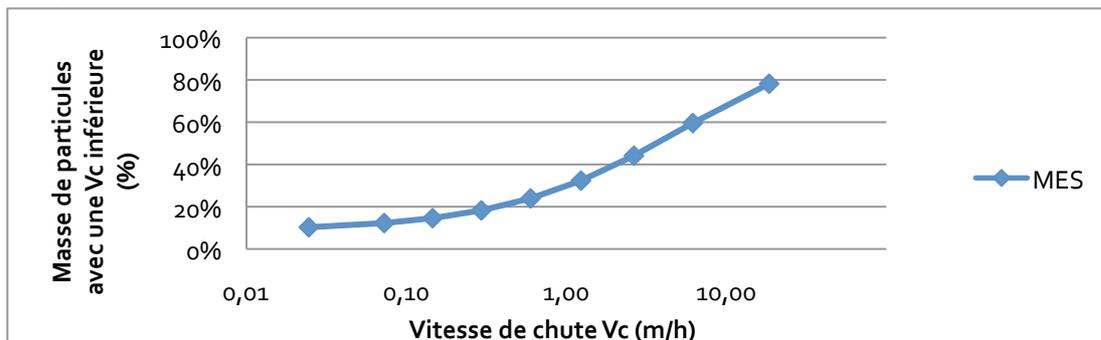
Temps sec 8:00



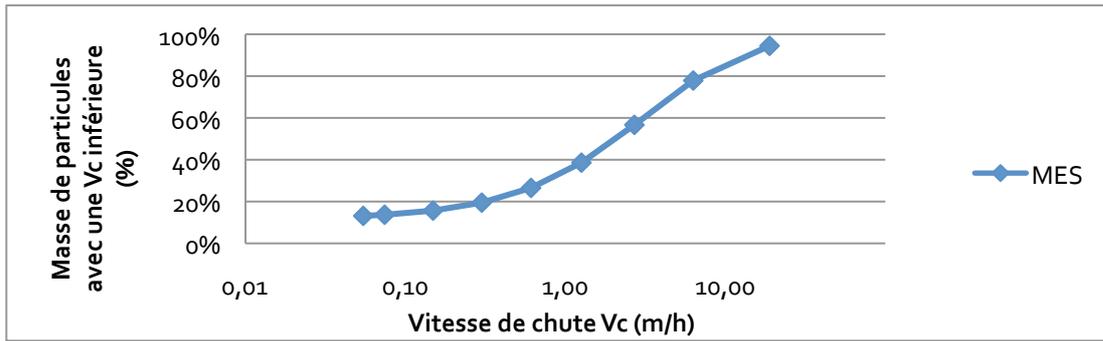
Temps sec 10:00



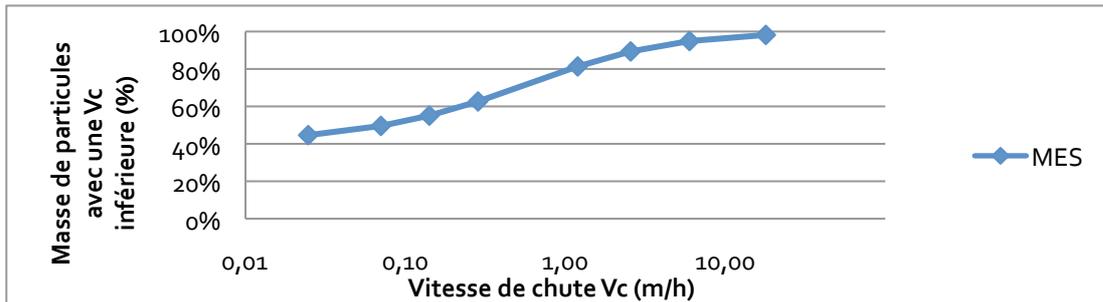
Temps sec 12:00



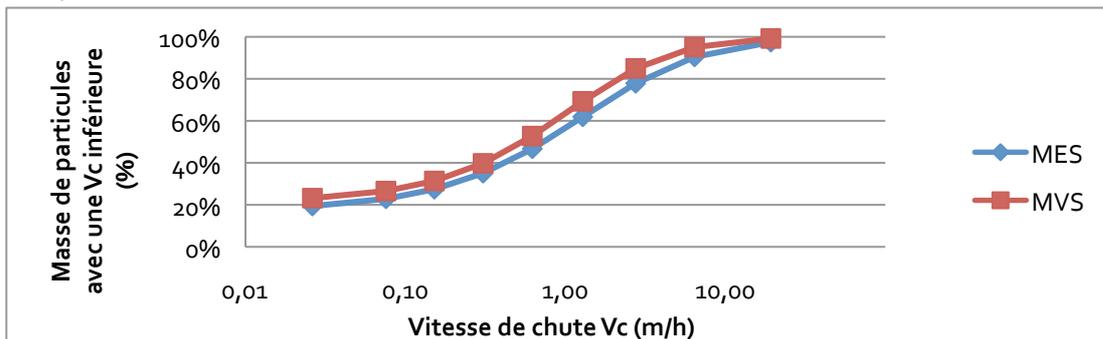
Temps sec 14:00



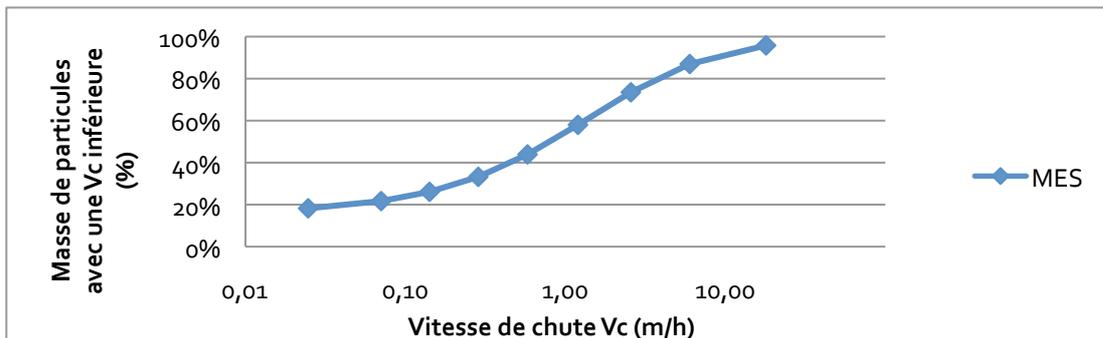
Temps sec 16:00



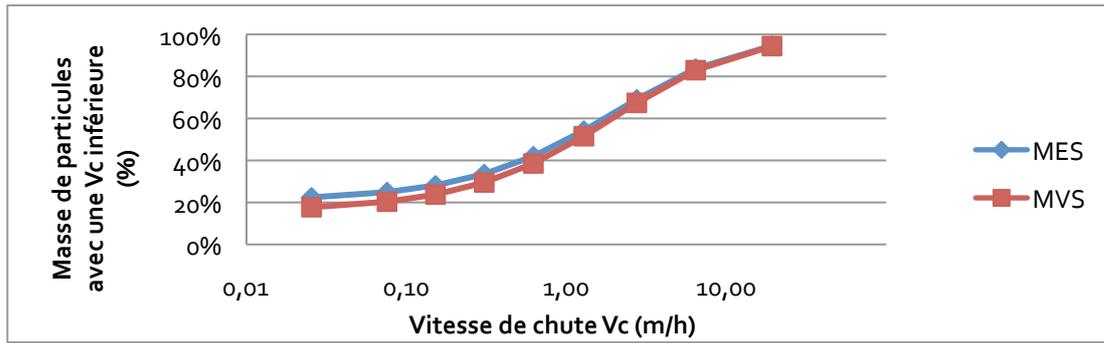
Temps sec 18:00



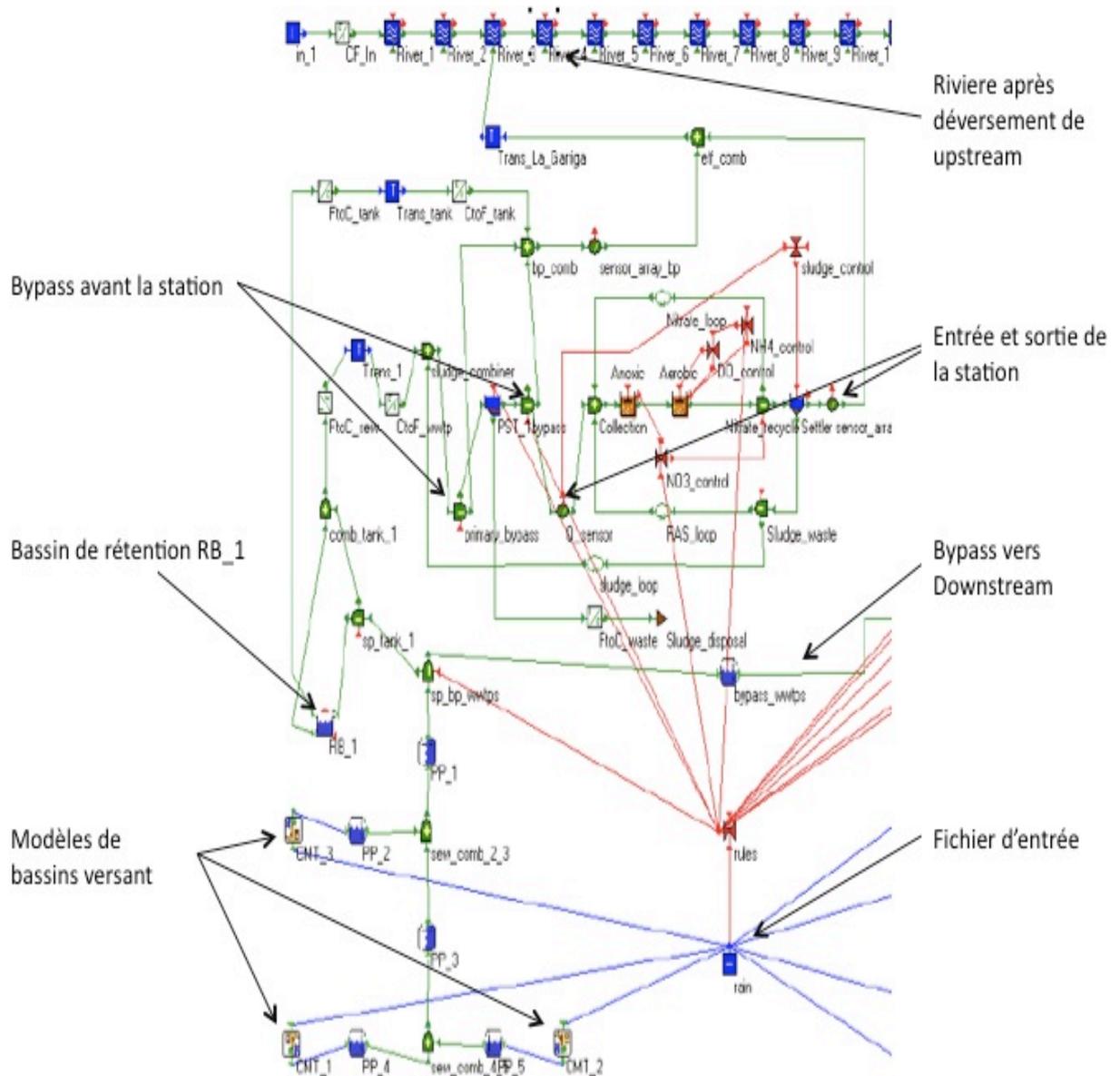
Temps sec 20:00



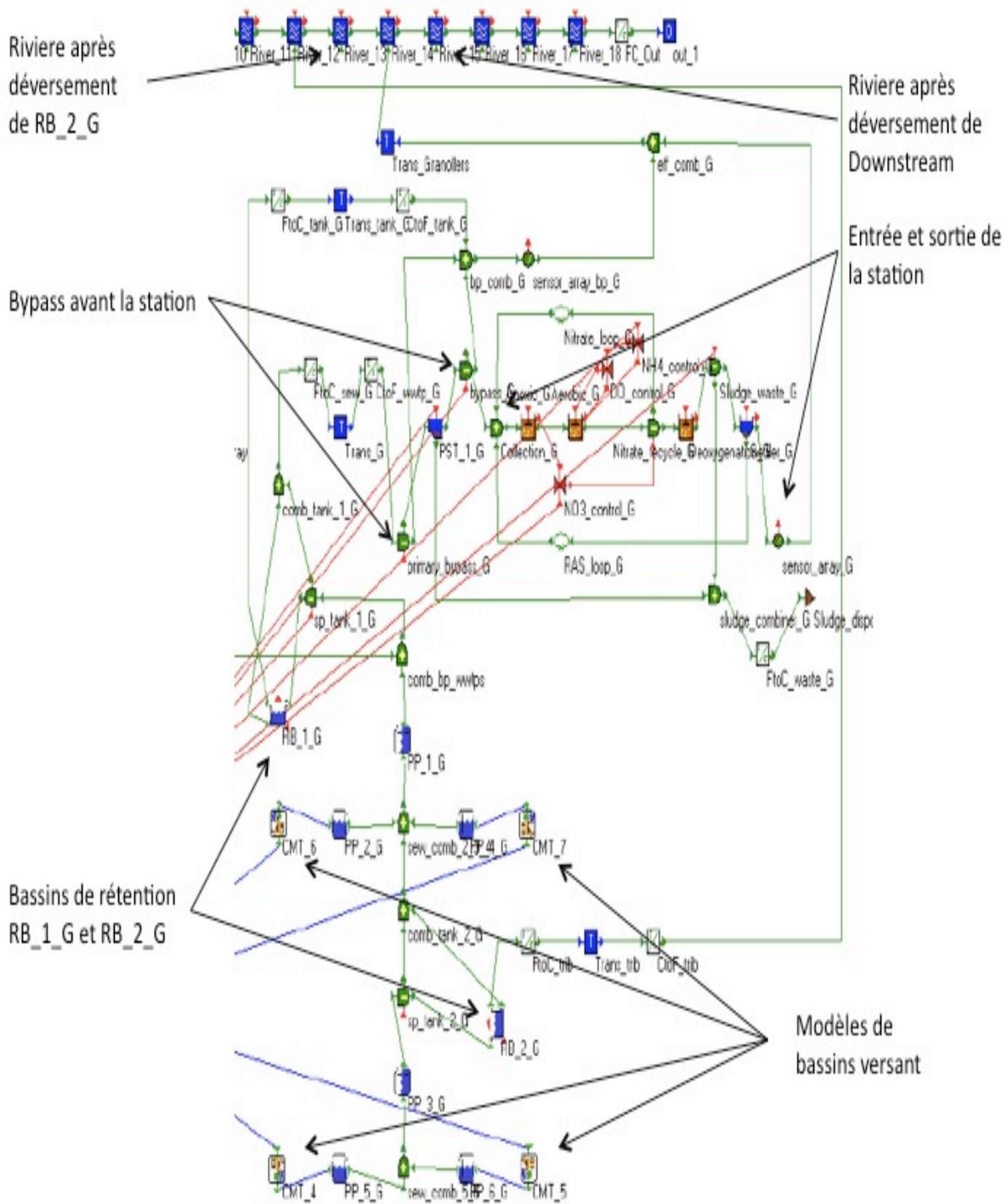
Temps sec 2:00



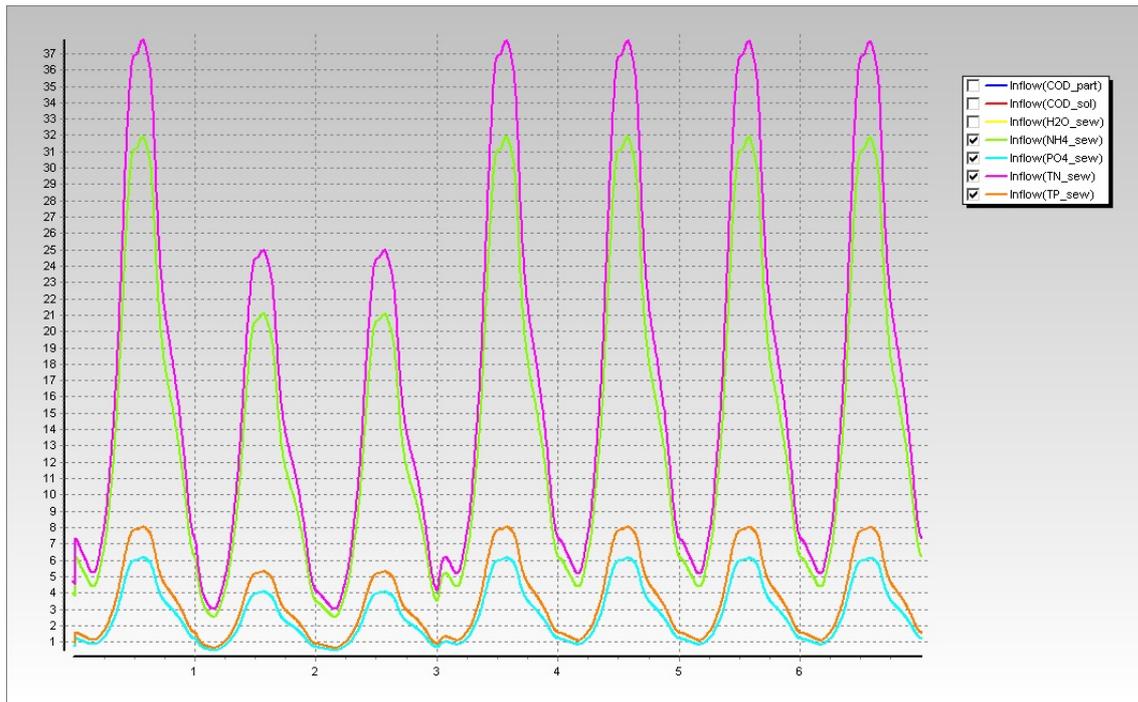
Annexe 4 : Partie Upstream du modèle, ville de La Garriga



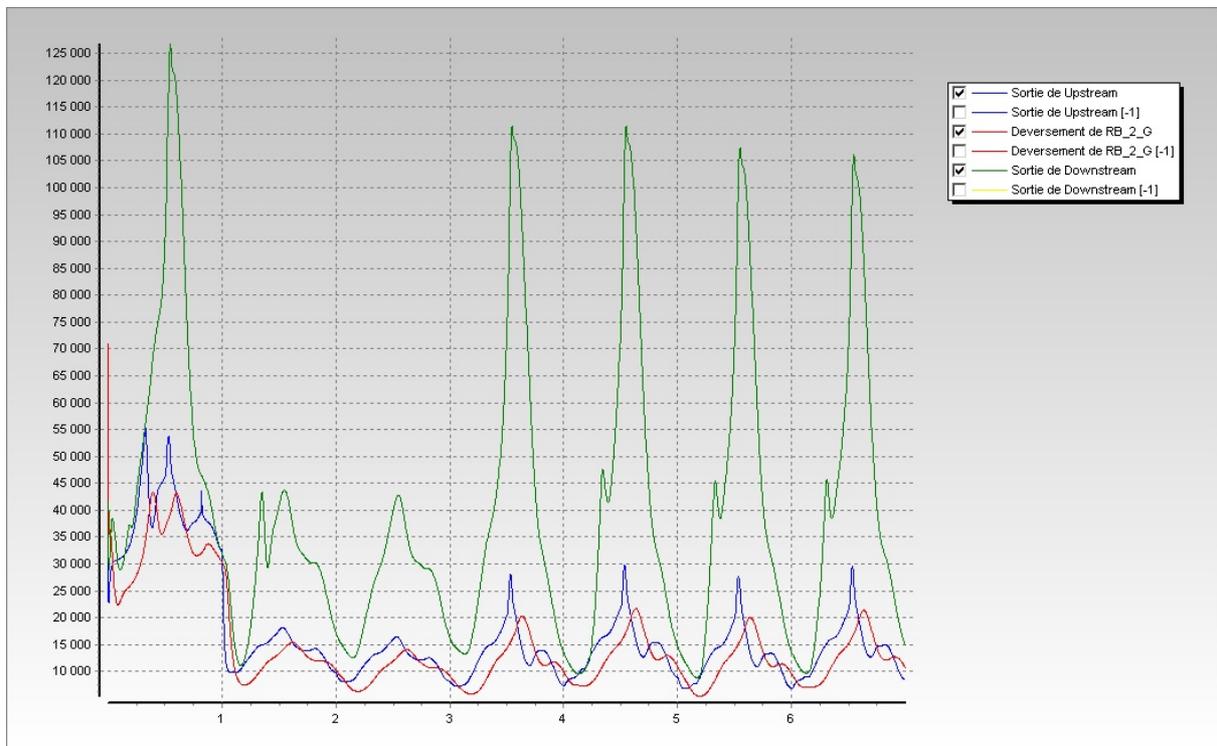
Annexe 5 : Partie Downstream du modèle, ville de Granollers



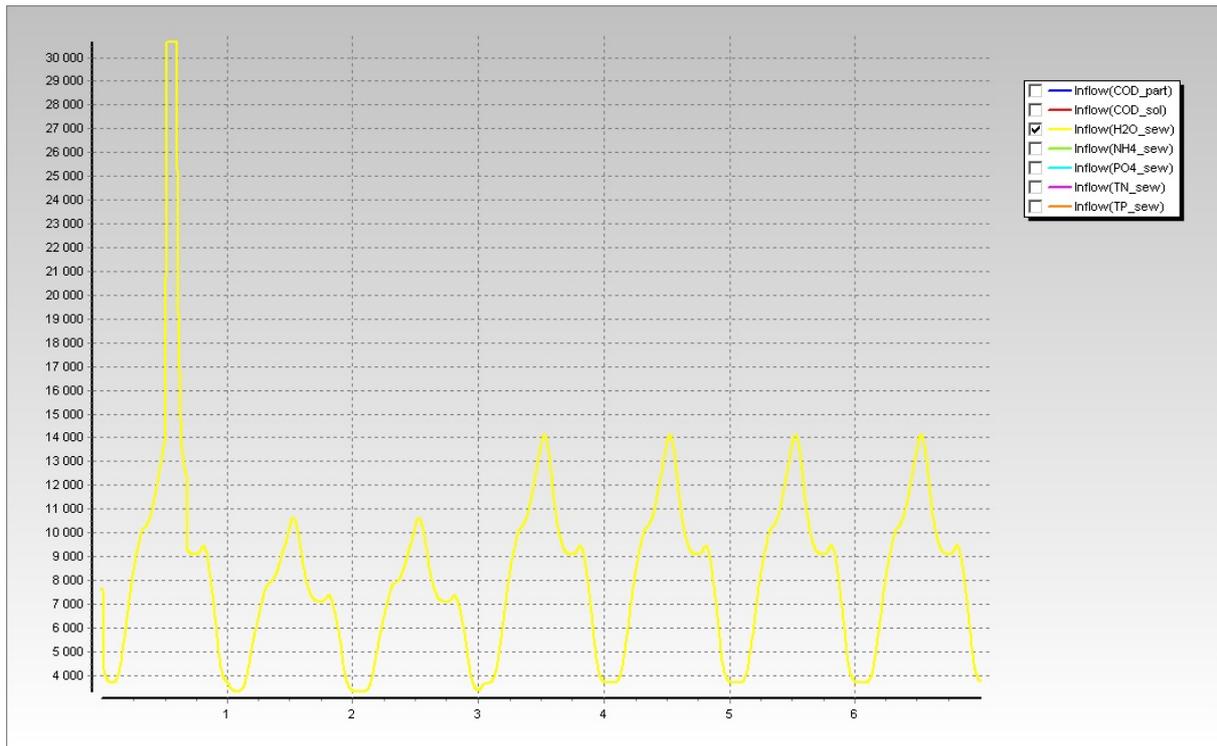
Annexe 6: Flux de NH_4 et de PO_4 en entrée de la station « upstream » sur une semaine



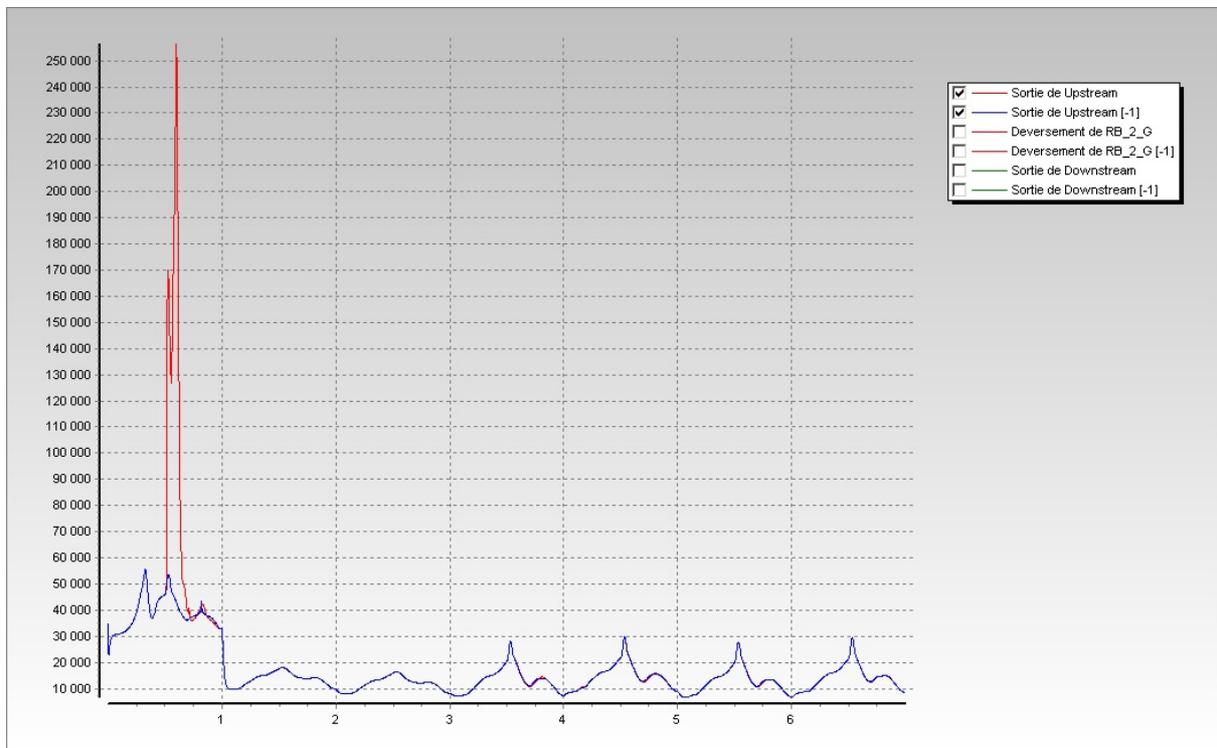
Annexe 7 : Charge de la rivière en NH_4 (g/j) après les différents sites de déversement de la station



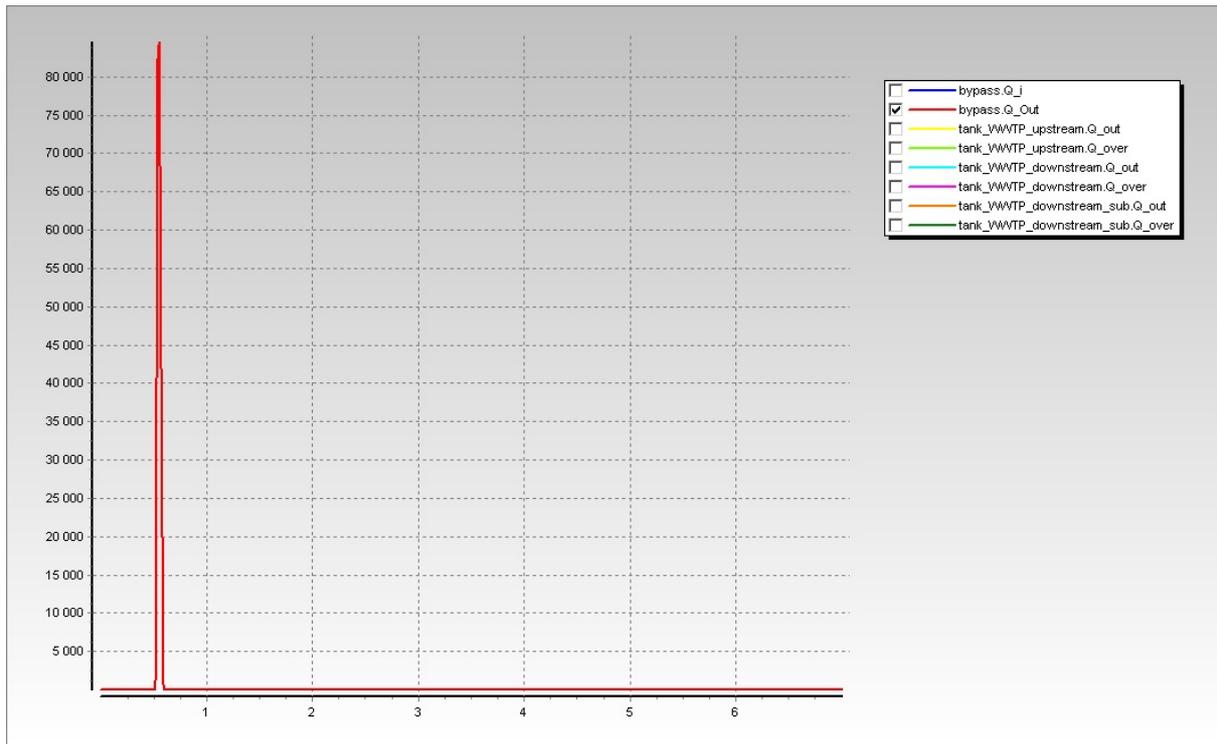
Annexe 8 : Débit d'eau (m3/j) entrant dans la station « upstream » sur une semaine



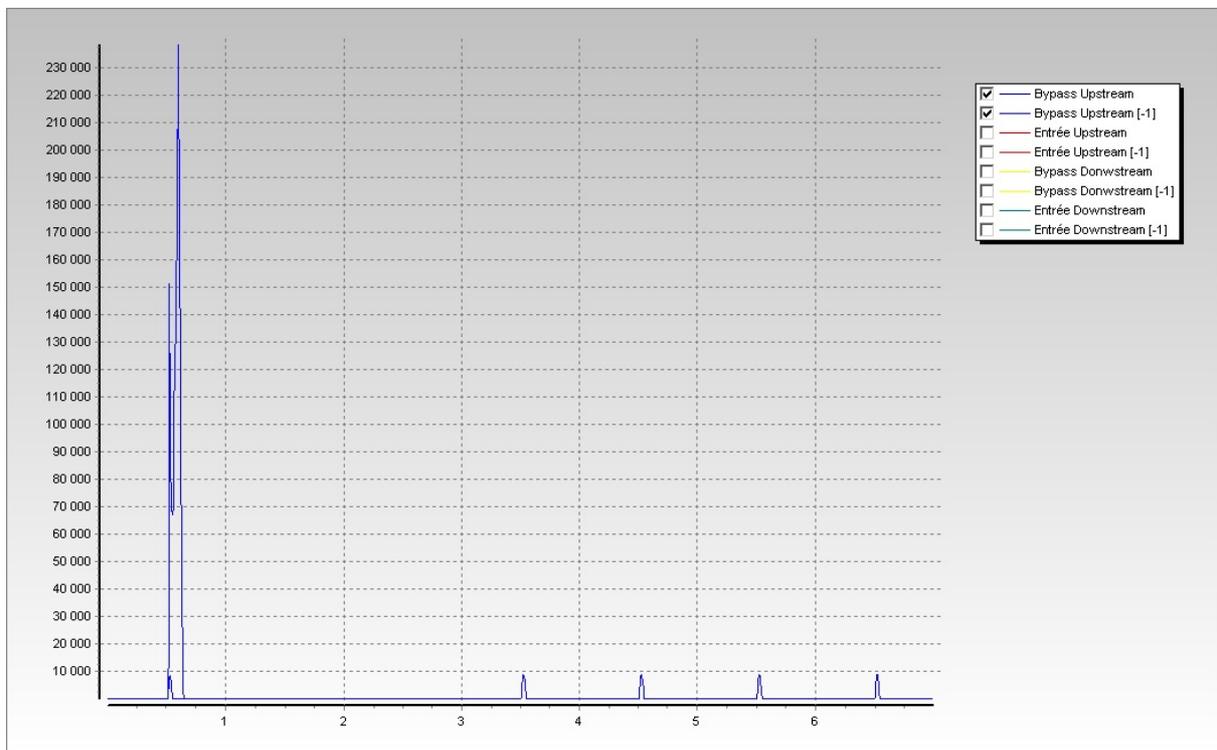
Annexe 9 : Charge de la rivière en NH₄ (g/j) après la station « upstream » avec et sans temps pluie



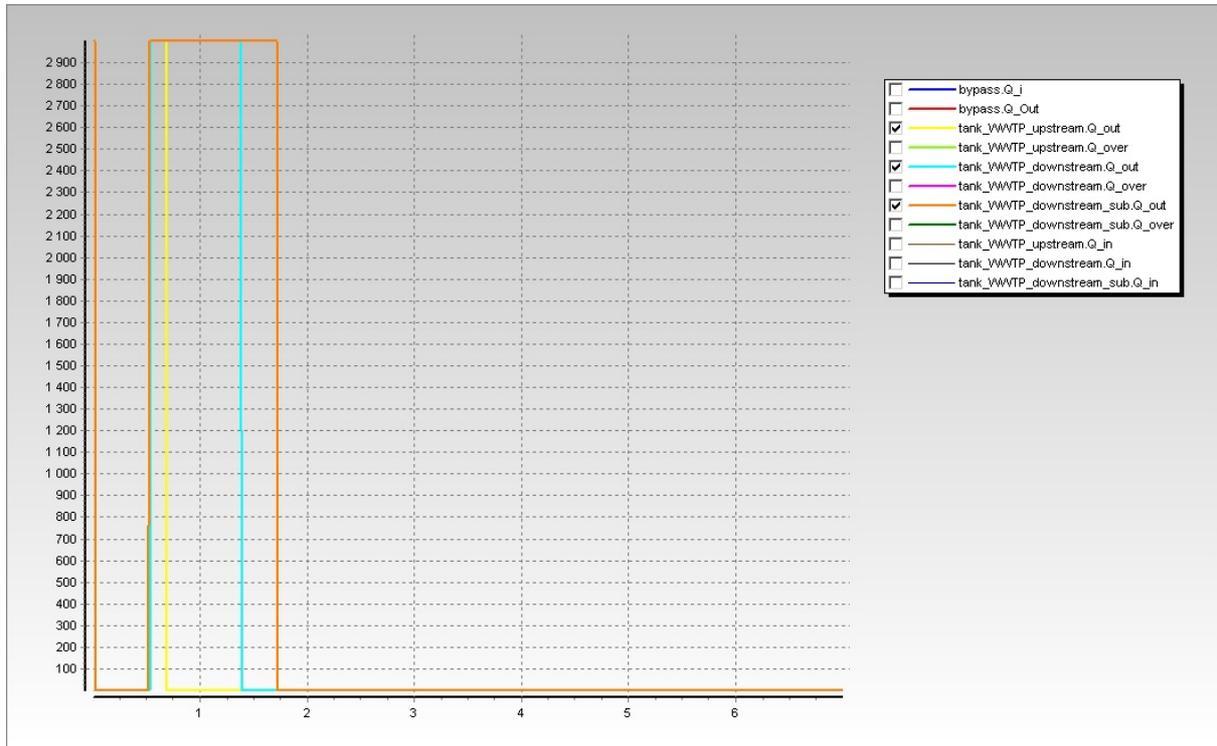
Annexe 10: Mesure du débit (m3/jour) du by-pass allant vers la station « downstream »



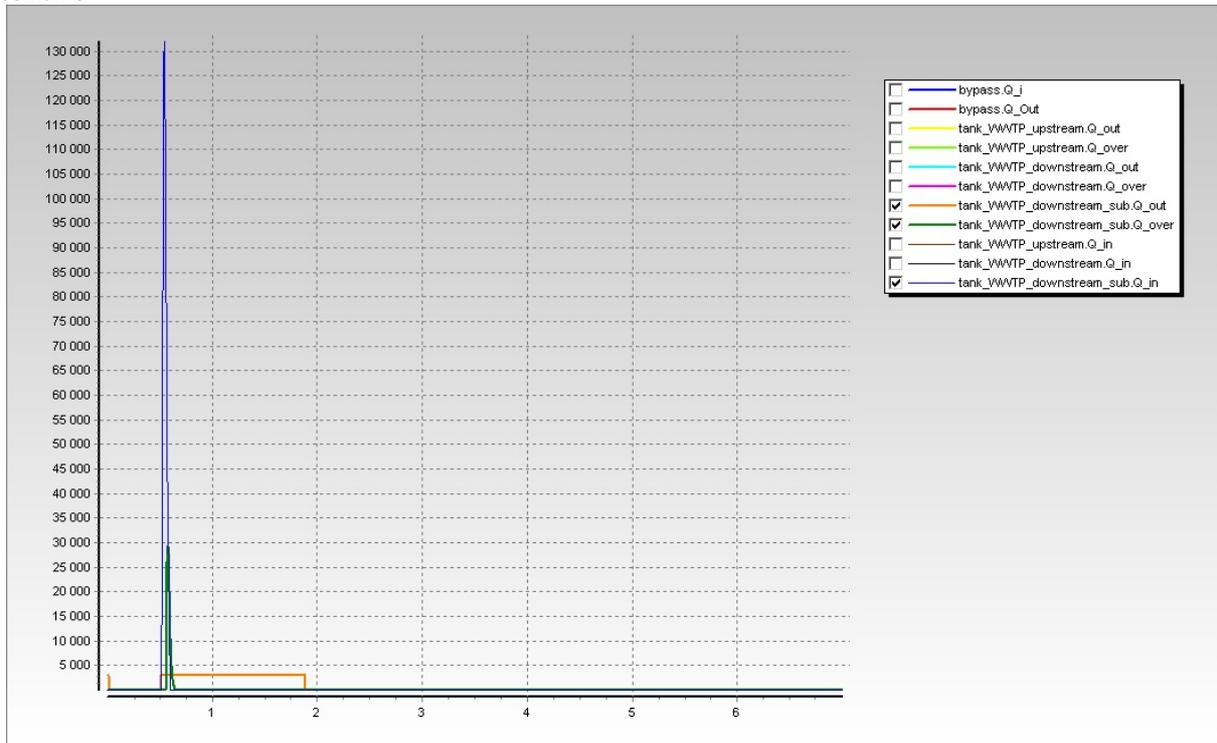
Annexe 11 : Charge en NH₄ (g/j) du by-pass avant la station upstream avec et sans pluie



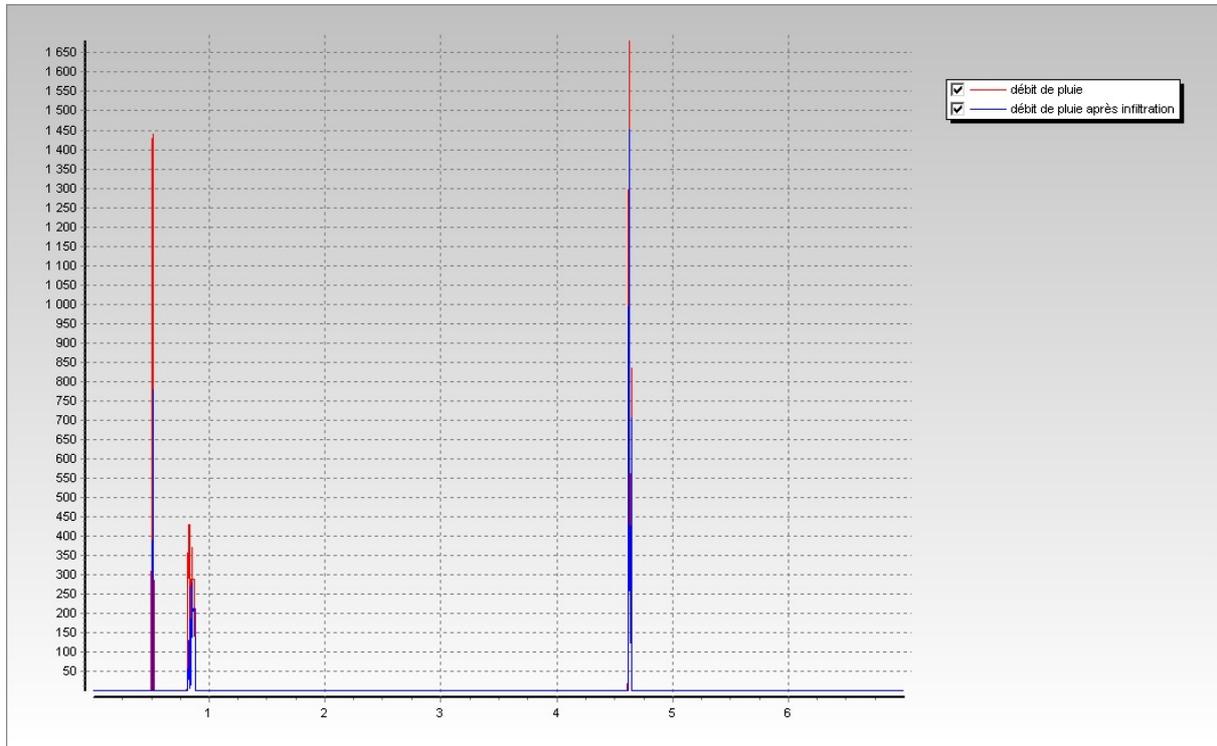
Annexe 12 : Mesure des débits (m3/j) de vidange des bassins de sur une semaine



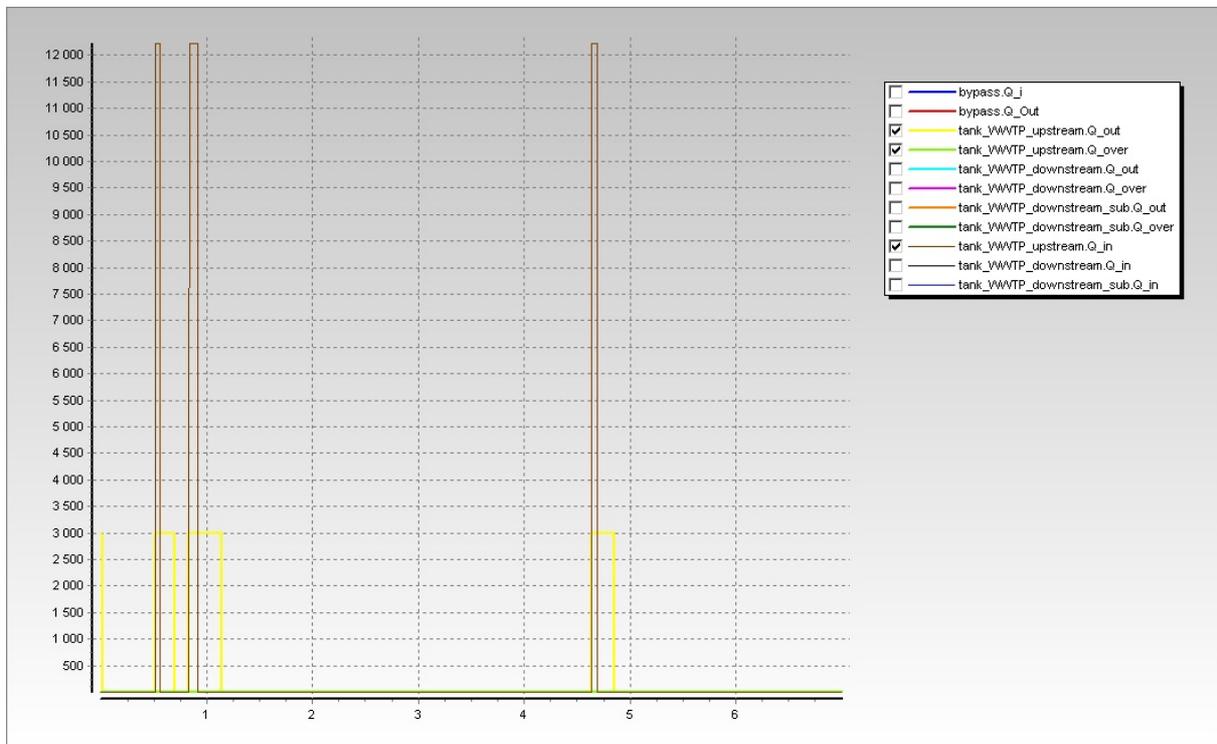
Annexe 13 : Mesure des débits d'entrée (m³/j), de sortie et de débordement sur le bassin de rétention RB_2_G sur une semaine



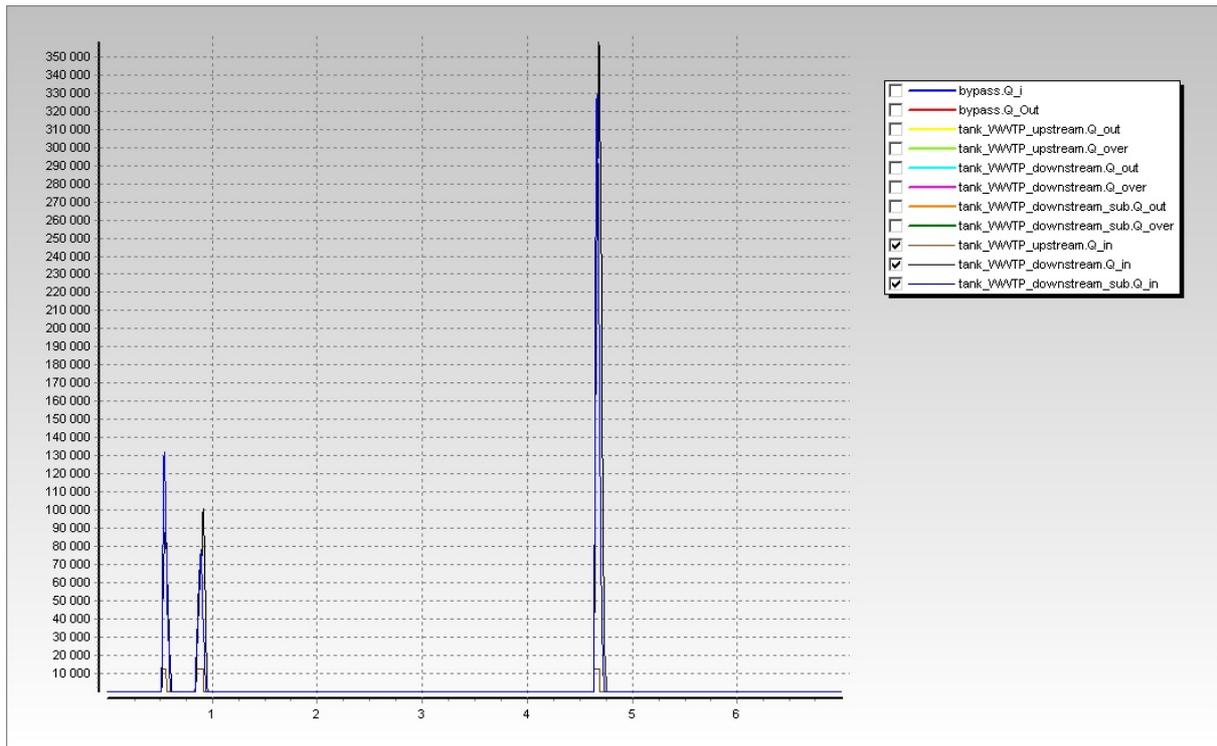
Annexe 14 : Mesure des débits de pluie (m3/j) avant et après infiltration sur le bassin CM1 de sur une semaine



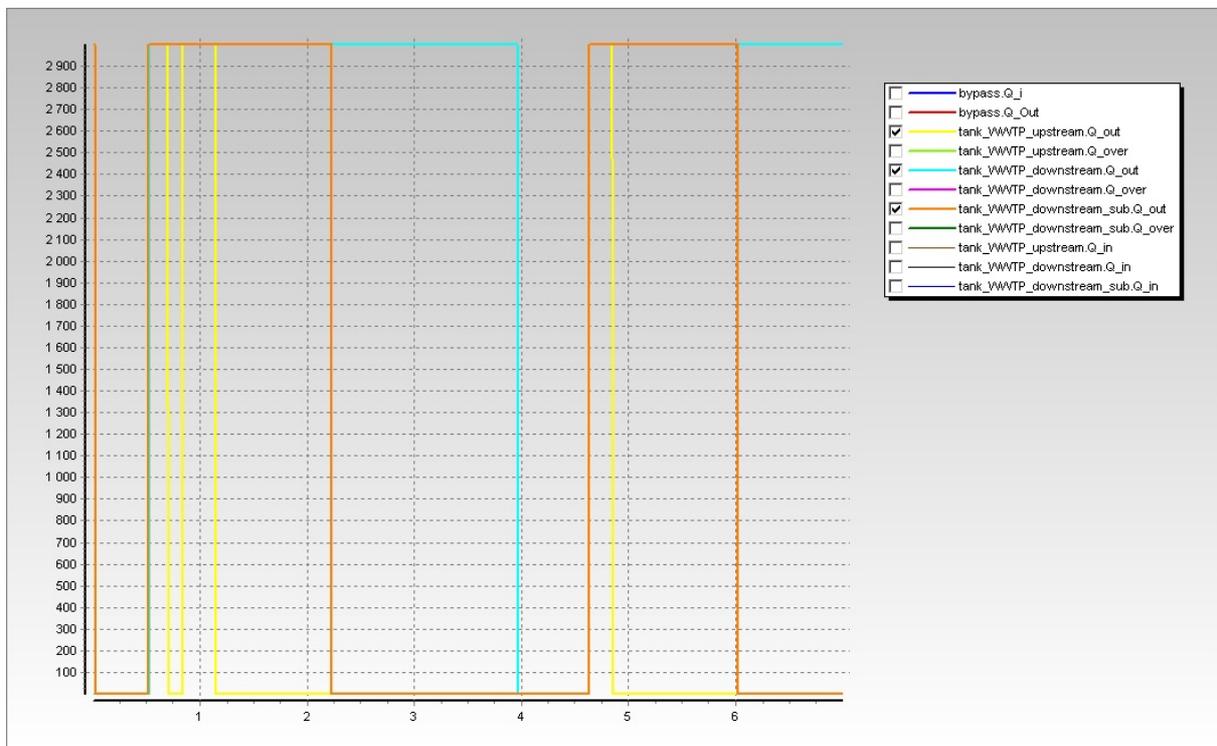
Annexe 15 : Mesure des débits d'entrée et de vidange (m3/j) du bassin RB_1 de sur une semaine



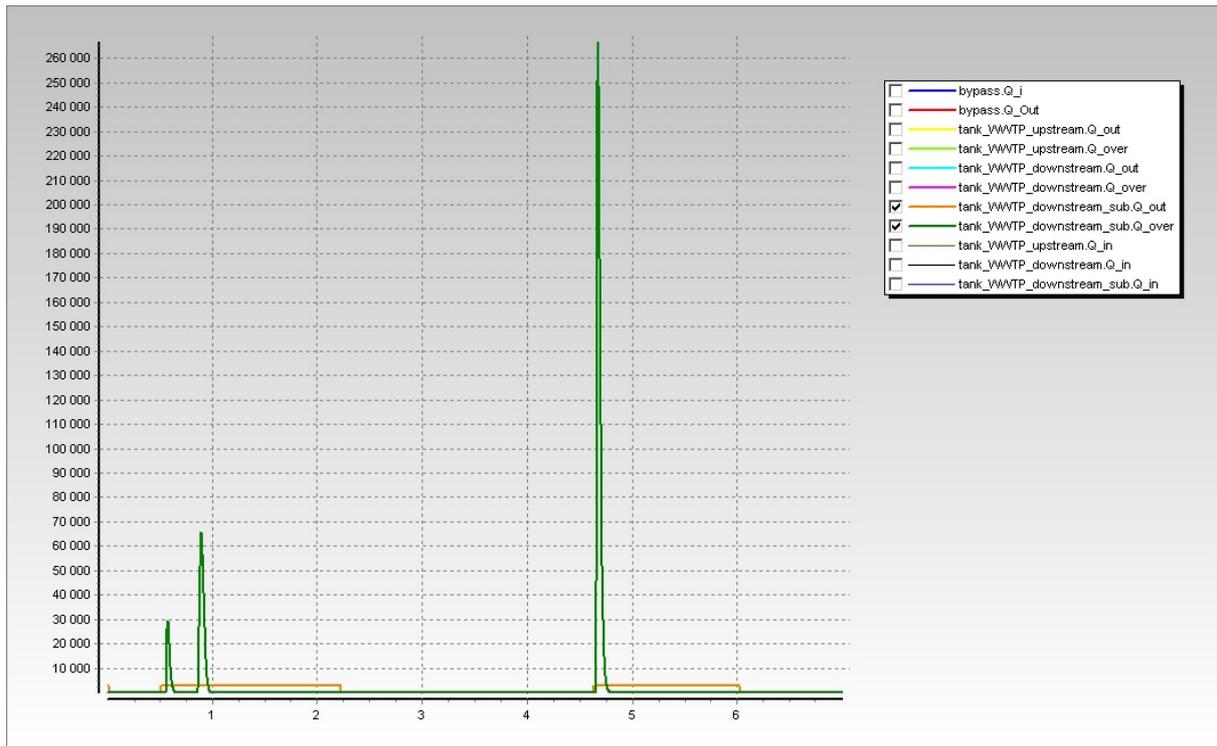
Annexe 16 : Mesure des débits d'entrés (m3/j) dans les bassins de rétention sur une semaine



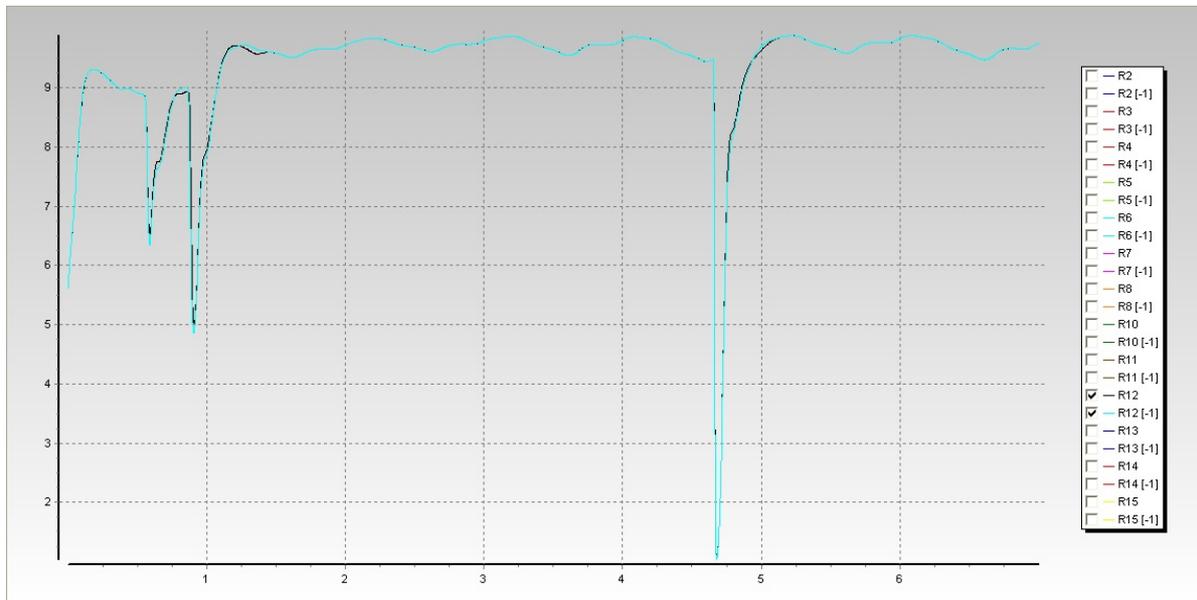
Annexe 17: Mesure des débits de vidange des bassins sur une semaine



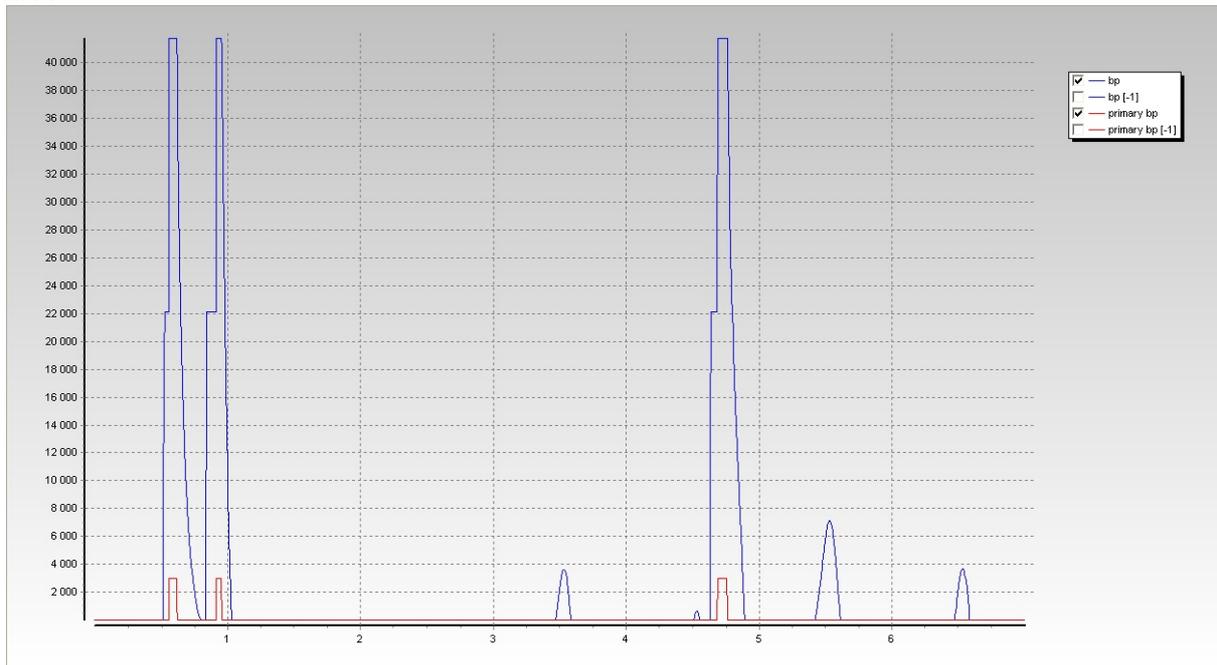
Annexe 18 : Mesure des débits (m3/j) de débordements sur le bassin de rétention RB_2_G



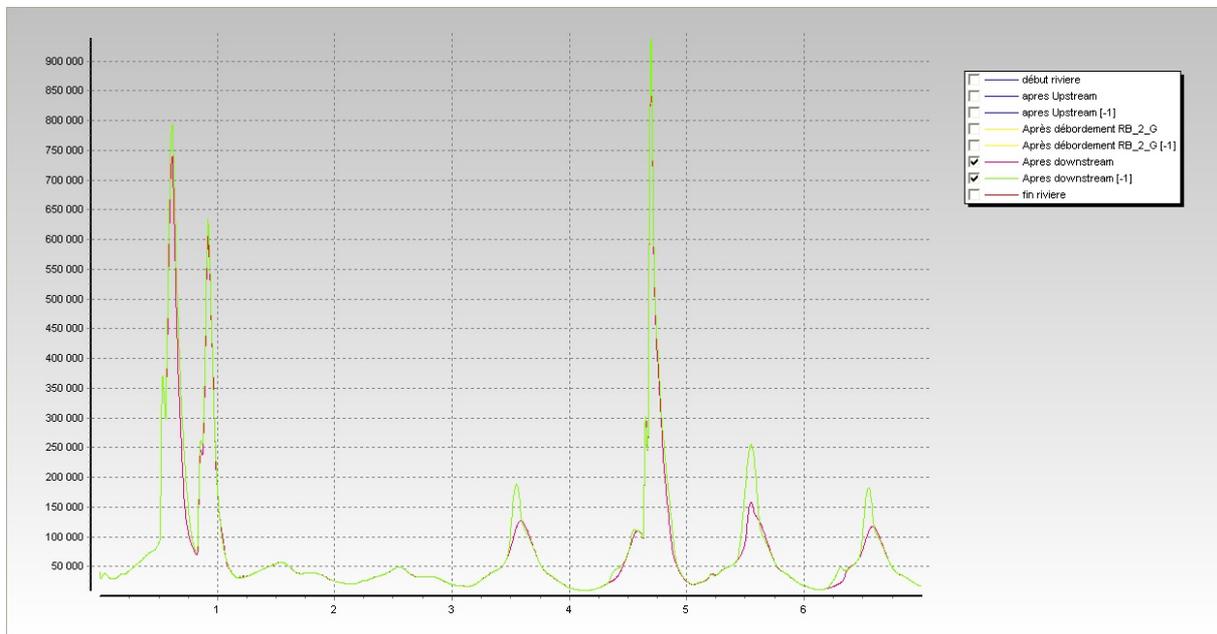
Annexe 19 : Concentration en oxygène dans la rivière après le débordement du bassin RB_2_G (avec et sans modification des débits)



Annexe 20: Débit du by-pass avant la station Downstream avant et après modification du seuil de débit envoyé vers la station



Annexe 21: Profil de la charge en NH_4 (g/j) que reçoit la rivière après la station downstream avant et après intervention sur le modèle



Annexe 22 : revue de littérature complète

Objectif de la revue de littérature :

Optimisation hydraulique des bassins de rétention d'eaux de pluies afin d'éviter au mieux des variations de débits à l'entrée des stations de traitement d'eaux usées.

La ville de Québec comme de nombreuses grandes villes nord-américaines possède un réseau d'égout unitaire, combinant les eaux usées et les eaux de pluies, allant vers une des deux stations d'épuration de la ville. La ville étant exposée à des précipitations régulières et parfois intenses, le débit des eaux générées par le ruissèlement de la pluie et par les eaux usées excède souvent la capacité de transport des intercepteurs ou la capacité de traitement des stations de traitement, il est donc fréquent que des déversement se produisent dans le cours d'eau récepteur le plus proche, ces eaux excédentaires n'étant pas traitées provoquent de fortes pollutions sur le cours d'eau récepteur. Même si ces eaux sont fortement diluées la pollution reste la même que par temps sec et donc reste source de pollution majeure pour ce cours d'eau.

Pour minimiser l'impact de ces débordements une solution a été mise en place par la ville de Québec, la création de bassins de rétention hors ligne. La création de bassins de rétention en parallèle du réseau d'égout permet de stocker les eaux excédentaires grâce à des intercepteurs installés sur le réseau. Durant la période de pluie les bassins vont se remplir et emmagasiner le trop-plein pour ensuite se vidanger afin que l'eau soit acheminée vers les stations de traitement des eaux usées. Le dimensionnement de ces bassins ne permet pas de stocker indéfiniment toutes les pluies, leur volume est déterminé par un compromis entre coût économique et coût environnemental, il peut arriver qu'il y ai des débordements vers le cours d'eau récepteurs, dans ce cas là les bassins serviront d'unité de décantation avant le déversement.

La gestion de ces bassins est en constante évolution et génère de nouvelles études. En effet lorsque les bassins sont vidangés après la pluie une surcharge hydraulique et de polluants va être enregistrée à la station de traitement. Il faudra traiter cette surcharge sans dégrader les performances de la station. En période de temps sec les particules se trouvant dans les eux usées se déposent à l'intérieur des conduites et donc en période de pluie les polluants accumulées seront remis en suspension avec l'augmentation des débits. Il faut noter tout de même que la variation de la qualité des eaux en période de pluie ou de temps sec n'est pas importante selon Lessard et Lavallée (1985).

Plusieurs recherches ont permis de conclure que les bassins de rétention avaient un important impact sur l'amélioration de la qualité des eaux. Huebner et Geiger (1996) ont caractérisé la performance d'un réservoir hors ligne et ils sont arrivés à trois conclusions : (1) la performance d'un bassin de rétention est fonction de la qualité des eaux dans le réseau unitaire; (2) la sédimentation est fonction de la charge hydraulique; et (3) la distribution des vitesses de sédimentation est certainement variable, dépendante des caractéristiques du bassin versant tributaire, de la pluviométrie et de la période antécédente de temps sec.

Fonctionnement du Contrôle en Temps Réel du réseau

La régulation des bassins de rétention est déjà en activité à ville de Québec, le système le régulant se nomme RTC pour Real Time Control. Il y a 14 bassins de rétention en activités sur l'ensemble des deux zones de la ville, dont 10 sur la zone est, soit un volume de stockage de 154 000 m³ de stockage en bassins, dont 95 000m³ sur la zone est, et 17 800 m³ de stockage en tunnel en zone ouest. Les deux stations de traitement ont une capacité entre 375 000m³/j et 720 000m³/j pour la station est et entre 315 000 m³/j et 500 000 m³/j pour celle à l'ouest.

1. Fonctionnement de la chambre de contrôle et du bassin de rétention

Chaque bassin versant comprend différentes activités comme des zones industrielles, résidentielles et espaces verts ; les eaux de pluies et les eaux usées sont acheminées par un collecteur vers un intercepteur où l'on retrouve une chambre de contrôle et un bassin de rétention. La chambre de contrôle situé en aval du bassin versant permet grâce à son architecture de diriger les eaux entrantes et sortantes :

- 1) par temps sec, les eaux usées en provenance du bassin versant s'écoulent sous la vanne d'interception vers la station d'épuration;
- 2) en temps de pluie, lorsque la capacité de l'intercepteur est atteinte, les eaux unitaires passent par-dessus le muret déversoir et s'écoulent vers le réservoir de rétention;
- 3) lorsque le réservoir de rétention est plein les eaux montent dans la chambre de contrôle, passent par-dessus un second muret et sont déversées via la conduite de trop-plein vers le cours d'eau récepteur; et finalement
- 4) une fois la pluie terminée et lorsque l'intercepteur atteint une hauteur d'eau de temps sec, des pompes amorcent la vidange du réservoir vers la chambre de contrôle afin de rediriger les eaux vers la station d'épuration. Les pompes démarrent et s'arrêtent de façon automatique selon des règles logiques de contrôle en lien avec la hauteur d'eau dans le réservoir de rétention, la hauteur d'eau dans l'intercepteur et les prévisions météorologiques. En cas de besoin, elles peuvent être activées manuellement. Les pompes ne démarrent pas tous en même temps, mais démarrent selon différentes combinaisons permettant de contrôler le débit de vidange.

Un débit sera maintenu par la chambre de contrôle vers l'intercepteur. La vanne n'est jamais entièrement fermée. Le débit vers l'intercepteur augmente jusqu'au débit maximal de temps sec. Avant de vidanger le bassin de rétention, la hauteur d'eau dans l'intercepteur doit revenir à un niveau de temps sec pour permettre la vidange. Plus il est long d'atteindre ces conditions, plus le temps de rétention à l'intérieur du bassin est long.

2. Fonctionnement du système d'acquisition de données

Les chambres de contrôles et les bassins de rétentions sont équipés de limnimètres. Pour le bassin versant St Sacrement la chambre de contrôle possède six limnimètres et le réservoir en est équipé de trois. Dans la chambre de contrôle trois limnimètres permettent de suivre

l'évolution du niveau des eaux au sein de la chambre de contrôle : un limnimètre est utilisé pour mesurer la hauteur d'eau dans le collecteur, un autre pour la hauteur d'eau de la chambre de contrôle et un troisième détermine si l'eau se dirige vers le bassin de rétention ou vers le cours d'eau récepteur. Ces deux derniers permettent de déterminer le moment où les deux sections de la chambre de contrôle sont en vase communicant. Trois autres limnimètres mesurent les hauteurs d'eaux en amont et en aval de la vanne d'interception.

Dans le bassin de rétention deux limnimètres mesurent les hauteurs d'eau dans les différents compartiments du bassin et un dernier permet de suivre l'évolution au sein de la conduite de vidange.

En plus des hauteurs d'eau mesurées les débits sont estimés avec les limnimètres. Le système de gestion en temps réel se sert de prévisions météorologiques associés au réseaux de pluviomètres afin d'estimer les futurs débits entrants à l'aide d'un modèle hydraulique. À partir de là une régulation de l'ouverture de la vanne d'interception sera mise en œuvre afin d'optimiser le débit allant vers la station de traitement d'eaux usées.

Bilan des méthodes d'optimisations hydrauliques des réseaux unitaire vers les stations de traitements d'eaux usées, en particulier celle de Québec.

Pour optimiser les réseaux de bassins de rétention il existe plusieurs approches théoriques afin d'avoir la meilleure régulation hydraulique possible. Plusieurs méthodes sont appliquées à travers le monde, et ont plus ou moins prouvé leur efficacité.

Un bilan sur le modèle intégré des eaux usées urbaines est nécessaire. Premièrement, dans le réseau d'égout il est nécessaire de prendre en compte dans les modèles l'accumulation des polluants qui se fait en temps sec et le transport de ces polluants accumulés lorsque il y a ruissellement des eaux de pluies, (peu ou pas d'influence sur la qualité de l'eau selon Lessard et Lavallée (1985)). Le transport des polluants est à prendre en compte dans les modèles lorsqu'il y a une pluie. Il peut être dû au ruissellement de l'eau dans les rues et dans les égouts. La prise en compte de l'attitude des polluants est nécessaire : il peut y avoir de la sédimentation, de l'érosion, de l'hydrolyse et d'autres procédés complexes. Une autre partie du modèle intégré est la station de traitement des eaux usées, avec ses différentes unités : le modèle de la clarification, avec souvent un modèle en deux dimensions. Une autre partie de la station est l'étape correspondant aux boues activées. Les deux dernières sont les biofilms et la digestion anaérobie. La troisième étape du modèle intégré est le cours d'eau récepteur. L'importance ici est de suivre la qualité de l'eau du mieux possible en prenant en compte la composition et l'hydrodynamique.

Au niveau des algorithmes de simulation il y a tout d'abord le contrôle optimal non linéaire (*Non-linear optimal control* Marinaki M. et Papageorgiou M., 1999). C'est l'approche qui prend directement en considération les prédictions de débits d'entrée et les contraintes de sortie, mais elle demande la mise en œuvre de calculs et d'algorithmes élaborés pour avoir une solution numérique en temps réel. L'avantage principal de cette approche est son caractère d'anticipation, ce qui est parfois utile lors de prévisions de gros débits d'entrées dues à de fortes pluies. Un autre avantage de cette approche est l'indépendance des contraintes entre elles, des contraintes d'inégalités sont données par exemple par un niveau d'eau maximum admissible, ou par un débit qui ne peut être négatif.

Une autre approche comparée à la précédente est la régulation multi-variable (*Multivariable regulators* Messmer A. et Papageorgiou M.,1999), c'est une approche linéaire quadratique qui est basée sur des calculs plus simples avec une efficacité avoisinant celle de l'approche *Non-linear optimal control*. C'est une approche qui se veut plus réactive qu'anticipative, elle réagit en temps réel aux débits d'entrée en prenant en compte les contraintes qui ne concernent que les débits de sortie des réservoirs.

La technique mathématique la plus élaborée est l'algorithme génétique, développé pour les réseaux d'égouts par Rauch et Harremoës (1999), c'est la technique la plus poussée et correspondant le mieux aux systèmes les plus complexes. Elle est la plus citée dans des publications pour l'optimisation de réseaux d'égouts.

L'approche présente sur la ville de Québec, le Real Time Control (RTC), est une méthode qui n'a cessé de progresser ces trente dernières années. Il semble que ce soit l'avenir de l'optimisation des réseaux d'égouts dans les grandes villes. Il utilise avec efficacité un système de régulation comprenant des capteurs permettant d'obtenir des données sur le système, un régulateur permettant d'optimiser le fonctionnement du réseau et des moyens d'actions sur le réseau tel que des pompes, des portes ou des réservoirs. Le RTC peut être local ou global. Lorsqu'il est installé au niveau local le dispositif de régulation n'utilise que les mesures obtenues que sur le lieu spécifique. Le contrôle automatique le plus simple, le contrôle local ne peut être appliqué dans les grandes villes où le réseaux est étendu avec de nombreuses connections. Le contrôle global tient compte en temps réel de toutes les mesures locales du réseau et permet d'avoir une meilleure utilisation des infrastructures via des systèmes de gestion. Le RTC dépend de prédictions qui lui permettent d'anticiper et gérer au mieux les débordements provoqués par les pluies. Les objectifs prioritaires du RTC à Québec sont premièrement de réduire les débordements, faire des économies d'énergies, réduire les risques d'inondations, améliorer la répartition des débits à l'entrée de la station de traitement et pour finir améliorer la gestion du réseau qui est sujet à des coupure ou des opérations de maintenance. Cette approche de RTC est décrite par *Vanrolleghem et al* (2005) comme une approche en terme de volume, c'est à dire l'objectif premier est de minimiser le volume d'eau polluée qui rentre dans la cours d'eau récepteur, schématiquement éviter le plus possible les débordements ; une deuxième politique de RTC est basée sur la pollution, l'objectif principal est de minimiser la pollution entrante dans le cours d'eau récepteur en stockant l'eau polluée et en renvoyant de l'eau diluée. La troisième manière d'implémenter un RTC est basée sur les immissions, c'est à dire qu'il tente d'optimiser la qualité de l'eau du cours d'eau récepteur directement.

S. Duchesneet al (2001) introduisent ce système de prédiction par *Global Predictive Control* (GPC). Cette approche est dans la continuité du RTC, car elle permet de l'améliorer grâce à des prédictions sur des durées suffisamment longues. Les prédictions sont principalement météorologiques ou de débits. Le GPC est basé sur une technique d'optimisation mathématique de Nelen (1992) (publication non trouvée) (méthode utilisé dans le réseau de la ville de Québec). Cette méthode à été appliquée sur un intercepteur du réseaux d'égout de la ville de Laval. En comparaison avec un contrôle local précédemment utilisé il y aurai une réduction des débordements de plus de 25% sans aucune intervention sur la configuration de l'intercepteur. Colas et al exposent le Global Optimal Control (GOC) ce qui est similaire au GPC. C'est un processus de régulation qui peut être automatique ou géré manuellement par un opérateur, il est relié à un système d'aide à la décision basé sur

plusieurs algorithmes, l'optimisation de ces algorithmes se fait au travers de contraintes et de fonctions correspondant à des débits ou à des volumes de débordements. Tout comme le GPC le GOC est basé sur des prédictions météorologiques grâce au modèle de prévision CALAMAR[®] lié directement au logiciel implémentant le GOC. Le module d'aide à la décision utilisé par le RTC de la ville de Québec est Csoft, il est capable de simuler tout le GO RTC. Il regroupe quatre logiciels, CIMPLICITY qui représente le logiciel de supervision du système, l'opérateur pourra donc visualiser toutes les valeurs des différents débits et autres informations mesurables, CIMPLICITY informe l'opérateur sur les prévisions météorologiques ainsi que sur la capacité de la station de traitement, il affiche l'état des alarmes et le fonctionnement du GOC. Le GOC est le second logiciel, c'est un modèle de simulation et d'optimisation qui permet de déterminer les débits optimaux pour toutes les stations de contrôle, il est implémenté toutes les 5 minutes, avec comme données entrantes les prévisions météorologiques, les données pluviométriques, l'ouverture des portes et la capacité de la station. L'algorithme du GOC fait appel au troisième logiciel le SWIMM. C'est un modèle hydraulique-hydrologique non linéaire de simulation qui permet au GOC d'optimiser le fonctionnement des sites en fonction des objectifs déterminés préalablement (minimiser les débordements, et maximiser la capacité de fonctionnement de la centrale de traitement). MINOS[®], le quatrième logiciel, implémente un algorithme de programmation non linéaire qui résout l'optimisation du système en tant que solveur mathématiques. (Pleau et al. , 2001)).

La création d'un RTC s'organise autour de quatre caractéristiques indispensables : la sécurité d'un point de vue humain et matériel, qui est complémentaire au second, la fiabilité, qui concerne tout le programme de RTC. Toute situation doit être envisagée et doit être résolue, que ce soit au niveau des communications, au niveau des bassins de rétentions ou encore pour les prédictions météorologiques. L'adaptabilité est le troisième point, elle concerne la variabilité des conditions météorologiques, sur le fonctionnement de la centrale de traitement ou encore en cas problème technique sur le réseau. Le dernier point est la flexibilité, en effet à tout moment un opérateur doit pouvoir prendre en mains le système, la flexibilité du RTC concerne aussi le fait de pouvoir changer des priorités au système sans devoir modifier tout le fonctionnement du système. Il faut être capable de s'adapter et savoir gérer des problèmes non attendus. D'autres enseignements peuvent être tirés de l'exemple de la ville de Québec dans l'intégration du système RTC, au niveau de la synchronisation des données, un autre exemple et l'implication nécessaire de tout le personnel qui travaille autour de ce type de projet, que la coordination soit la plus forte possible, afin que l'implantation du RTC soit réussie.

Depuis l'installation du RTC sur Québec les débordements ont été réduits entre 75% et 83% en termes de volumes (selon les données fournies par la ville de Québec).

L'ensemble des publications traitant le sujet de contrôle en temps réel de bassins de rétentions font surtout notions au fait du remplissage des bassins durant les pluies et non aux vidanges des bassins en temps sec. Le débit d'entrée de la station de traitement est une contrainte alors qu'il serait intéressant dans ce cas là qu'elle soit une variable.

Une nouvelle voie de recherche peut être trouvée dans les publications et les travaux sur l'interaction entre le réseau d'égout et la station de traitement des eaux usées. Plusieurs modèles de simulation existent : *Erbe et al* en (2002) font un bilan de tous ces modèles. Les modèles qu'ils exposent sont KOSIM et SIMBA[®] sewer pour le modèle de réseau d'égout, SIMBA[®] (ASM1) pour la station de traitement et AQUASIM ou RWQM1 pour la simulation de la rivière réceptrice. *Vanrolleghem et al* (2005) exposent un autre modèle de simulation au travers du logiciel WEST[®] qui intègre les trois parties à modéliser, c'est à dire KOSIM pour le réseau d'égout, ASM1 pour la station de traitement, et RWQM1 pour le cours d'eau récepteur. Le dernier logiciel de simulation créé est CITY DRAIN[®] présenté par *Achleitner et al* en 2006 il présente lui aussi toutes les caractéristiques de ses concurrents, c'est à dire l'implantation d'un RTC et de regrouper tous les composants d'un modèle intégré de système urbain d'eaux usées. Selon *Vanrolleghem et al* (1999) l'implantation pratique de tous ces modèles intégrés sont le plus souvent limités par un manque de données que par la capacité des outils de modélisation.

Les seules publications qui prennent en compte la vidange des bassins de rétention, n'ont jamais été actualisées ou implémentées dans un RTC global avec un réseau d'égouts important. Elles exposent l'optimisation du débit en entrée de stations de traitement en fonction du taux d'ammoniac et de la quantité de boues activées à l'intérieur des différentes unités de la station, Ceci pourrait être un point de départ pour optimiser les vidanges en tenant compte de la pollution à l'intérieur des bassins de rétention et en sortie de la station de traitement. (J.R. Mülleret et al, (1998))

Conclusion sur la recherche bibliographique :

L'objectif de la recherche bibliographique était de tenir au jour les publications scientifiques sur l'optimisation des vidanges des bassins de rétention vers la station de traitement des eaux usées.

Cette revue bibliographique aura servi à faire le point sur les principes du Real-Time-Control, et sur son implémentation sur un réseau urbain d'eaux usées de la ville de Québec.

La conclusion la plus importante semble être le fait qu'il n'y ai aucun modèle qui à été créé sur ce sujet là, en effet toutes les publications qui analysent les interactions entre le réseau d'égouts et la station de traitement ne traitent jamais le sujet des vidanges et l'effet qu'elles peuvent avoir sur la station. Ces deux unités qui font partie du grand ensemble qui est le traitement des eaux usées sont toujours séparées.

D'un point de vue technique les vidanges des bassins sont régulées en fonction du site d'étude. Par exemple, selon des informations perçues par Mme Pelletier de l'entreprise BPR, il est vérifié qu'il y a une pondération au niveau des vidanges de certains bassins à cause d'un remplissage plus rapide de certains. La vidange des bassins est donc caractérisé techniquement, mais d'un point de vu scientifique non, les chercheurs n'ont pas encore évalué l'impact de ces vidanges sur l'efficacité de la station de traitement.

La vision du RTC aura tendance à devenir unique c'est à dire que les objectifs fondamentaux qui pouvaient varier (volume de polluants ou de qualité de l'eau du cours d'eau récepteur) sont devenus aujourd'hui communs. Le RTC doit donc réussir à répondre à ses deux objectifs à la fois.