



Contrôle d'un système intégré d'assainissement urbain basé sur la qualité de l'eau vers des stratégies tolérantes aux fautes

Thèse

Sovanna Tik

Doctorat en génie des eaux
Philosophiæ doctor (Ph.D.)

Québec, Canada

© Sovanna Tik, 2020

**Contrôle d'un système intégré d'assainissement
urbain basé sur la qualité de l'eau
vers des stratégies tolérantes aux fautes**

Thèse

Sovanna Tik

Sous la direction de:

Peter A. Vanrolleghem, directeur de recherche
Paul Lessard, codirecteur de recherche

Résumé

En matière de gestion des eaux usées urbaines, l'évolution de la réglementation vers une approche holistique amène les gestionnaires des réseaux d'égouts et des stations de récupération des ressources de l'eau (StaRRE) à considérer le système intégré d'assainissement urbain (SIAU) de manière globale. Ce changement de paradigme ouvre la porte à des collaborations entre les domaines, autrefois considérés comme distincts, que sont le drainage urbain et le traitement des eaux usées. Dans ce contexte d'innovation et d'intégration, la modélisation devient un outil clef, permettant d'appréhender la complexité des interactions entre les différentes composantes d'un SIAU.

D'autre part, les gestionnaires de SIAU sont amenés à développer la résilience de leurs systèmes pour faire face aux impacts des changements climatiques, dont les effets à long terme sont difficilement quantifiables. Cependant, les experts s'accordent à dire que les événements de pluie d'intensité extrême deviendront plus fréquents, et viendront tester les capacités opérationnelles des infrastructures actuelles. Afin que les ouvrages continuent à fournir une performance respectant les normes en vigueur, tout en respectant les contraintes budgétaires de leurs gestionnaires, les solutions flexibles, telles que l'implantation de systèmes de contrôle en temps réel (CTR), devraient être privilégiées. D'autant plus que, grâce aux récents développements technologiques, de nouveaux outils de mesure, de communication et d'analyse, de plus en plus fiables, sont mis en marché.

L'objectif de cette thèse est de proposer et d'évaluer la pertinence d'une gestion intégrée du SIAU par CTR basé sur la qualité de l'eau, utilisant des mesures de turbidité, un indicateur de la pollution particulaire, pouvant également être mesurée en concentration de matières en suspension (MeS). Ces stratégies de contrôles innovantes visent à réduire le déversement global de polluants particuliers (et des polluants associés, tels que les métaux lourds, les pathogènes, etc.) dans le milieu naturel. Dans ce cadre, un modèle intégré – réseau d'égouts et StaRRE – a été développé pour évaluer ces stratégies. Une approche de modélisation utilisant la distribution de la vitesse de chute des particules (DVCP) a été proposée pour mieux décrire les phénomènes de décantation et de remise en suspension dans l'ensemble des ouvrages et permettre ainsi une meilleure prédiction de l'évolution de la pollution particulaire lors des événements pluvieux.

D'autre part, les études expérimentales ont montré que les capteurs de turbidité installés dans le SIAU sont soumis à des conditions difficiles, menant à des fautes. La perte de performance des stratégies de contrôle basées sur la qualité des eaux en cas de fautes sur le signal du capteur de turbidité a donc été évaluée. Grâce aux méthodes de détection de fautes, un système d'alarme pourrait permettre aux gestionnaires de décider du mode de gestion à adopter ou pourrait initier un basculement automatique en mode de gestion dégradé. Ce mode dégradé est défini par une stratégie de contrôle n'utilisant plus le signal fautif. Les simulations de ces scénarios ont montré la possibilité de maintenir une partie des bénéfices obtenus par les stratégies de contrôle utilisant un capteur parfait. Ces bénéfices sont conservés lorsque la faute est détectée dans un délai raisonnable - dépendant de la dynamique du système.

Les résultats de cette étude laissent ainsi présager un fort potentiel d'optimisation des opérations des ouvrages de transport et de traitement des eaux usées et pluviales, particulièrement lorsqu'on considère leur utilisation de manière intégrée, plutôt qu'en tant que systèmes autonomes et distincts. D'autre part, le modèle intégré pourrait être utilisé comme outil d'aide à la décision pour déterminer les modes de gestion (intégrée) les plus adaptés.

Mots-clefs : contrôle en temps réel (CTR) ; gestion du temps de pluie ; modélisation intégrée ; système intégré d'assainissement urbain (SIAU) ; traitement primaire physico-chimique.

Abstract

Regulation concerning urban wastewater management is evolving towards a holistic approach which leads stakeholders to increasingly consider the *integrated urban wastewater system (IUWS)*, including the sewer system and the water resource recovery facility (WRRF), as a whole. This change of paradigm opens doors to new collaborations between the traditionally separated fields of urban drainage and wastewater treatment operation and research. In this context of innovation and integration, modelling is going to be a key tool, granting a better understanding of the complexity of interactions between the different parts of the IUWS.

At the same time, the IUWS has to become more resilient to face the impacts of climate change, the long-term effects of which are difficult to quantify. Still, climate change experts agree on the increasing probability of occurrence of high intensity rain events, reaching the limits of current wastewater infrastructure operational capacities. In order for these infrastructures to continue to provide adequate performance with respect to current norms and regulations, while limiting costs and budgetary needs, flexible solutions, such as implementing real-time control (RTC) systems, should be considered. Especially since recent technological developments bring new and more reliable tools to measure water quality, and also to analyse and manage large quantities of data.

This study focuses on the behaviour of the particulate pollution in the IUWS, an important water quality indicator, commonly measured as the total suspended solids (TSS) concentration and highly correlated with turbidity measurement. As turbidity sensors are readily available with increasing reliability, their operational use can be envisioned.

The objective of this thesis is to develop and assess water quality-based control strategies for the IUWS. An integrated - sewer and WRRF - model, using the particle settling velocity distribution (PSVD) approach, has been proposed. This approach improves the description of particle settling and resuspension in the whole system, allowing a better forecast of TSS concentration dynamics, especially during rain events. Based on this integrated model, innovative water quality-based control strategies, aiming at reducing overall discharge of particulate pollutants (and the heavy metals, pathogens, etc. that come with it) to the receiving water during wet weather, have been proposed and successfully tested.

Experimental studies demonstrated that turbidity sensors installed in the IUWS are subject to harsh conditions, leading to faulty sensor signals. The performance loss due to the use of water quality-based control strategies affected by a faulty turbidity signal has been evaluated in detail and this has demonstrated the need for fault detection tools. When a faulty signal is detected, alarms will allow operators to decide which operating mode should be used instead of the one using the now faulty sensor. Alternatively, automatic responses and changes could be implemented to counteract the effects of a faulty signal. This last option, called *downgraded operating mode*, which implies reverting to a control strategy that does not use the faulty signal, has been simulated and tested. If the fault is detected within reasonable time (which depends on the system dynamics), these simulations have shown that part of the increase of performance gained with the water quality-based strategy using the good signal, can be maintained.

The results of this study thus present a strong case for optimizing wastewater infrastructure operations, especially when they are considered as an integrated system, instead of autonomous and mutually exclusive systems. Furthermore, the developed integrated model may be use as a decision support tool to help determine the best possible (integrated) control strategy.

Keywords : chemically enhanced primary treatment (CEPT) ; integrated modelling ; integrated urban wastewater system (IUWS) ; real-time control (RTC) ; stormwater management.

Table des matières

Résumé	v
Abstract	vii
Table des matières	ix
Liste des figures	xv
Liste des tableaux	xix
Abréviations	xxi
Remerciements	xxvii
Avant-propos	xxix
Introduction	1
Développement durable	1
Changements climatiques	3
Résilience	3
Ville intelligente	4
Motivation de la thèse	5
Organisation de la thèse	6
1 Revue de littérature	9
1.1 Système intégré d’assainissement urbains (SIAU)	9
1.1.1 Caractéristiques des systèmes unitaires	10
1.1.2 Dynamique en réseau unitaire	14
1.1.3 Infrastructures	16
1.2 Évolution de l’assainissement urbain : vers une vision intégrée	17
1.2.1 Historique	17
1.2.2 Différentes problématiques	18
1.2.3 Gestion du temps de pluie	19
1.2.4 Réglementation : vers une évaluation intégrée	20
1.2.5 Un SIAU en constante évolution	21
1.3 Contrôle en temps réel (CTR)	22
1.3.1 Généralités	22
1.3.2 Application au drainage urbain	22
1.3.3 CTR en RE	23

1.3.4	CTR en StaRRE	24
1.3.5	CTR en milieu récepteur	24
1.3.6	CTR sur un SIAU	25
1.3.7	Contrôle tolérant aux fautes	26
1.4	Modélisation dans le cadre du CTR	28
1.4.1	Modélisation de l'hydraulique dans le RE	28
1.4.2	Modélisation de la pollution particulaire	29
2	Objectifs de la thèse	33
2.1	Problématiques	33
2.1.1	Évaluation intégrée	33
2.1.2	Modélisation de la pollution particulaire	33
2.1.3	Stratégies de contrôle	34
2.2	Objectifs	35
3	Matériel et méthodes : description des expérimentations de terrain	37
3.1	Système à l'étude	37
3.1.1	Caractéristiques du système	37
3.1.2	Objectifs des expérimentations de terrain	38
3.1.3	Limitations	39
3.2	Lieu d'expérimentation : Ville de Québec	40
3.2.1	Contexte	40
3.2.2	Caractéristiques du cas d'étude	40
3.3	Localisation détaillée des points d'échantillonnage	42
3.3.1	Réseau d'égouts unitaire	42
3.3.2	Station de récupération des ressources de l'eau (StaRRE)	44
3.4	Paramètres d'intérêt	45
3.4.1	Pluviométrie	45
3.4.2	Débits	46
3.4.3	Pollution particulaire	46
3.5	Dynamique de la pollution particulaire	50
3.5.1	Station de mesure in situ	50
3.5.2	Campagne d'échantillonnage traditionnelle	54
3.6	Caractérisation de la pollution particulaire	55
3.6.1	Détermination de la vitesse de chute des particules	55
3.6.2	Caractérisation de la coagulation-floculation	57
3.7	Caractérisation de l'hydraulique au sein de la StaRRE	65
3.7.1	Principe du test traceur	65
3.7.2	Mise en œuvre des tests traceurs	66
4	Modélisation	71
4.1	Choix du logiciel et implications	71
4.2	Modélisation de la pollution particulaire	71
4.2.1	Caractérisation	71
4.2.2	Modèle de fractionnement de la pollution particulaire	73
4.3	Simplification de la résolution spatiale du cas d'étude	75
4.4	Bassins versants (BV)	76
4.4.1	Flux en temps sec	77

4.4.2	Flux en temps de pluie	79
4.5	Réseau d'égouts (RE)	82
4.5.1	Modèle hydrologique	82
4.5.2	Calibration hydraulique du modèle	83
4.5.3	Comportement de la pollution particulaire	83
4.6	Bassin de rétention (BR)	86
4.6.1	Modèle utilisé	86
4.6.2	Dimensionnement des bassins de rétention (BR) et des puits de pompage (PP)	88
4.7	Station de récupération des ressources de l'eau (StaRRE)	88
4.7.1	Dessableur	88
4.7.2	Décantation primaire physico-chimique	93
4.7.3	Biofiltres	100
4.8	Modèle intégré du SIAU	105
4.8.1	Description	105
4.8.2	Capacités hydrauliques	106
4.8.3	Calibration du modèle intégré	106
4.8.4	Validation du modèle intégré	108
5	Chemically enhancing primary clarifiers : Model-based development of a do- sing controller and full-scale implementation	111
5.1	Préambule	111
5.2	Résumé	112
5.3	Abstract	112
5.4	Introduction	113
5.5	Data collection and analysis	115
5.5.1	Turbidity and total suspended solids (TSS) measurements	115
5.5.2	Jar-test	116
5.5.3	Tracer test	117
5.5.4	Full-scale experiments protocol	117
5.6	Model and controller development	118
5.6.1	New PC model for CEPT	118
5.6.2	Calibration and validation of the PC model for CEPT	120
5.6.3	Controller design and tuning	121
5.6.4	Full-scale implementation and testing of the controller	122
5.6.5	Practical issues of full-scale implementation	123
5.7	Discussion	124
5.8	Conclusions	125
6	Gestion optimale de la vidange des bassins de rétention en réseau unitaire à l'aide d'un modèle intégré	127
6.1	Préambule	127
6.2	Résumé	129
6.3	Abstract	130
6.4	Introduction	131
6.5	Contexte	131
6.6	Description des modèles	132
6.7	Bassins versants	132

6.8	Station de récupération des ressources de l'eau	133
6.8.1	Dessableurs et décanteurs primaires	133
6.8.2	Coagulation/floculation	133
6.8.3	Biofiltration	133
6.9	Description des intrants du modèle	134
6.9.1	Temps sec	134
6.9.2	Pluie	134
6.9.3	Distribution des vitesses de chute des particules (DVCP)	135
6.10	Scénarios simulés	136
6.10.1	Scénario de référence	136
6.10.2	Scénarios alternatifs de vidange des bassins de rétention	137
6.10.3	Traitement physico-chimique	137
6.10.4	Capacité du traitement secondaire	138
6.11	Résultats et discussion	138
6.11.1	Impact global sur le milieu naturel	138
6.11.2	Temps de vidange	139
6.11.3	Traitement physico-chimique	139
6.11.4	Perspectives	140
6.12	Conclusions	141
7	Water quality-based control evaluation by means of an integrated urban wastewater model	143
7.1	Préambule	143
7.2	Résumé	145
7.3	Abstract	145
7.4	Introduction	146
7.5	Materials and methods	146
7.5.1	Model description	146
7.6	Control strategies	148
7.6.1	Control variables	148
7.7	Results and discussion	149
7.8	Conclusion	151
8	Vers des stratégies de contrôle tolérant aux fautes	153
8.1	Motivation	153
8.2	Description et limitations du cas d'étude	154
8.3	Description des stratégies de contrôle	155
8.3.1	Objectifs et critères d'évaluation	155
8.3.2	Modes de gestion	155
8.3.3	Choix des évènements pluvieux illustrant cette étude	156
8.3.4	Description des scénarios simulés	158
8.4	Comparaison des modes de gestion sur les contrôleurs locaux	158
8.4.1	Remplissage des bassins de rétention	158
8.4.2	Vidange des bassins de rétention	160
8.4.3	Injection d'alun à la décantation primaire	164
8.5	Comparaison des modes de gestion sur le SIAU	166
8.6	Types de fautes sur les capteurs de qualité des eaux	168
8.7	Impact des fautes de capteurs sur les stratégies de contrôle	170

8.7.1	Remplissage des bassins de rétention	170
8.7.2	Vidange des bassins de rétention	171
8.7.3	Injection d'alun à la décantation primaire	172
8.8	Mode de gestion dégradé	173
8.8.1	Biais positif sur un contrôleur de remplissage d'un BR	173
8.8.2	Biais négatif sur le contrôleur d'injection d'alun	174
8.9	Discussion	175
Conclusions générales		177
Conclusions		177
Modélisation		177
Contrôle		179
Perspectives		182
Modélisation		182
Contrôle		183
Annexes		205
A Protocole Jar-test		207
A.1	Principe	207
A.2	Application	207
A.3	Mode opératoire	207
A.3.1	Préparation et conservation du polymère	207
A.3.2	Échantillonnage et conservation de l'eau à traiter	208
A.3.3	Matériel nécessaire	208
A.3.4	Déroulement de l'expérience	209
A.4	Tableau de résultats	209
B Protocole ViCAs avec ajout d'alun		211
B.1	Principe	211
B.2	Application	211
B.3	Mode opératoire	211
B.3.1	Préparation de l'échantillon	211
B.3.2	Test ViCAs	212
B.4	Remarques	212
B.5	Tableau de résultats	213
C Résultats ViCAs		215
C.1	Réseau unitaire	215
C.2	Entrée des dessableurs	216
C.3	Entrée des décanteurs primaires	217
C.4	Sortie des décanteurs primaires	218
C.5	Coagulation-floculation	219
D Résultats des tests traceur		221
D.1	Test traceur du 12 mai 2011	221
D.1.1	Informations pratiques	221
D.1.2	Courbe de calibration	221
D.1.3	Résultats	222

D.1.4	Remarques complémentaires	223
D.2	Test traceur du 30 juin 2011	224
D.2.1	Informations pratiques	224
D.2.2	Courbe de calibration	224
D.2.3	Résultats	224
D.2.4	Remarques complémentaires	225
D.3	Test traceur du 11 juillet 2011	226
D.3.1	Informations pratiques	226
D.3.2	Courbe de calibration	226
D.3.3	Résultats	226
D.3.4	Remarques complémentaires	228
D.4	Test traceur du 22 juillet 2011	229
D.4.1	Informations pratiques	229
D.4.2	Courbe de calibration	229
D.4.3	Résultats	229
D.4.4	Remarques complémentaires	231
D.5	Test traceur du 23 septembre 2011	232
D.5.1	Informations pratiques	232
D.5.2	Courbes de calibration	232
D.5.3	Résultats	233
D.6	Test traceur du 29 octobre 2015	235
D.6.1	Informations pratiques	235
D.6.2	Courbes de calibration	236
D.6.3	Résultats	236
E	Redondance de capteurs	239
F	Contributions scientifiques	245
F.1	Publications	245
F.2	Présentations orales	246
F.3	Posters	247
F.4	Autres contributions	247

Liste des figures

0.1	Gestion durable de l'assainissement urbain	2
1.1	Schéma des interactions du procédé à piloter (ici, le SIAU) et du système de CTR-commande	23
1.2	Simulation de plusieurs classes de MeS à l'entrée d'un bassin d'orage	30
3.1	Schéma du système étudié et des points d'échantillonnage	38
3.2	Schéma des collecteurs principaux de la Ville de Québec (Québec, Canada).	41
3.3	Schéma des bassins versants du réseau Est de la Ville de Québec et localisation du bassin versant de Saint-Sacrement.	43
3.4	Chambre de contrôle du BR de Saint-Sacrement et point d'échantillonnage.	44
3.5	Localisation des points d'échantillonnage dans la StaRRE.	44
3.6	Pluviomètre à auget basculant	45
3.7	Échantillonneur automatique réfrigéré de type SIGMA SD 900.	48
3.8	Turbidimètre de laboratoire 2100N de Hach®	49
3.9	Station de mesure RSM30	50
3.10	Schéma de l'optique d'un capteur de turbidité Solitax®	51
3.11	Schéma de l'optique d'un capteur de turbidité Visioturb®	51
3.12	Capteur spectro : lyser™ installé dans le RE.	53
3.13	Comparaison de deux installations de supports à capteurs.	54
3.14	Colonne de décantation utilisée pour les tests ViCAs.	56
3.15	Exemple d'un ajustement de l'Équation 3.1 sur les résultats expérimentaux.	56
3.16	Exemple d'une courbe représentant la distribution de la vitesse de chute des Particules (DVCP) d'un échantillon d'eau.	57
3.17	Système d'injection du polymère	59
3.18	Équipements à jar-test	61
3.19	Équipements de la décantation primaire physico-chimique à la StaRRE Est de la Ville de Québec	64
3.20	Accumulation de mousse lors d'un test d'ajout d'alun à pleine station.	64
3.21	Représentation des résultats d'un test traceur	66
3.22	Parcours hydraulique théorique dans la StaRRE Est de la Ville de Québec.	66
3.23	Échantillons collectés lors du test traceur du 29 octobre 2015.	67
3.24	Schéma de principe d'un fluorimètre.	68
3.25	Fluorimètre de type Eclipse commercialisé par l'entreprise Varian.	68
4.1	Zone typique de DVCP observée dans le réseau	72
4.2	Position des courbes ViCAs selon la concentration en MeS des échantillons	72
4.3	Fractionnement de la pollution particulaire en n classes de particules.	74

4.4	Modèle de fractionnement de la pollution particulaire en classes de particules	74
4.5	Schéma SWMM et temps de parcours entre les BR et la StaRRE Est.	75
4.6	Carte des BV de la Ville de Québec	75
4.7	Schéma du modèle de bassin versant	76
4.8	Évolution journalière du débit	77
4.9	Turbidité dans le réseau unitaire	78
4.10	Comparaison turbidité et MeS	79
4.11	Détermination du patron journalier de la pollution particulaire	79
4.12	Ruissellement effectif calculé à partir d'une pluie bloc	80
4.13	Évolution de l'évaporation pendant une journée	80
4.14	Comparaison avec et sans ressuyage	81
4.15	Variation du taux de remise en suspension	84
4.16	Schéma du modèle de réseau d'égouts	85
4.17	Schéma de la configuration du BR.	86
4.18	Schéma du modèle de BR	87
4.19	Résultats du test traceur du 12 mai réalisé sur les dessableurs de la StaRRE Est de la Ville de Québec	89
4.20	Schéma du modèle de dessableur aéré	90
4.21	Calibration et validation du modèle de dessableur aéré	92
4.22	Résultats des tests traceurs du 23 septembre 2011	93
4.23	Modélisation des résultats des tests traceurs du 23 septembre 2011	93
4.24	Schéma de coupe transversale d'un décanteur primaire lamellaire	94
4.25	Photographie de l'intérieur d'un décanteur primaire lamellaire	94
4.26	Schéma du modèle de décanteur primaire	94
4.27	Calibration et validation du modèle de décanteur primaire	95
4.28	Effet de l'alun sur la DVCP	96
4.29	Représentation du changement sigmoïdal de la DVCP dû à l'ajout de produits chimiques.	97
4.30	Schéma du modèle d'ajout d'alun	97
4.31	Représentation de l'effet de l'alun sur la DVCP	98
4.32	Calibration et validation du modèle de décanteur primaire physico-chimique	99
4.33	Média garnissant les biofiltres	100
4.34	Schéma du modèle de biofiltration	101
4.35	Évolution de la masse de MeS accumulée sur les biofiltres $M_{surplus}$ en temps sec.	104
4.36	Évolution de la capacité de la biofiltration lors d'un événement pluvieux.	104
4.37	Configuration du modèle intégré.	105
4.38	Débits mesurés et simulés à l'entrée de la StaRRE, calibration (2012)	107
4.39	MeS mesurées et simulées à l'entrée de la StaRRE, calibration (2012)	108
4.40	Débits mesurés et simulés à l'entrée de la StaRRE, validation (2014)	108
4.41	MeS mesurées et simulées à l'entrée de la StaRRE, validation (2014)	109
5.1	Schematic process flow diagram of the Québec City East WRRF.	113
5.2	Daily dynamics of flow rate and turbidity	116
5.3	Tracer concentration profiles	117
5.4	Model configuration of the East WRRF primary clarifier in WEST®.	118
5.5	Proposed evolution of the non-settleable fraction of TSS (f_{ns}), and settling velocity (V_0)	119
5.6	Calibration and validation of the CEPT model	120

5.7	Primary clarifiers inlet and outlet TSS concentrations for the 3 simulated scenarios	122
5.8	Full-scale experiment performed on April 9 th 2015	123
5.9	Evolution of the cumulative mass of excess TSS	124
6.1	Schéma de la configuration du système intégré	132
6.2	Simulation de l'évènement du 27 juillet 2009 à Québec, Canada	135
6.3	Zone typique de DVCP et exemple de fractionnement de la MeS en classes de particules	136
6.4	Intrants correspondant à chaque bassin versant	137
6.5	Débits et MeS arrivant à la StaRRE	140
7.1	Schematic of the modelled integrated urban wastewater system	147
7.2	Flow rate and TSS load at the WRRF inlet with and without control	150
8.1	Configuration du modèle intégré.	154
8.2	Schéma du contrôle de supervision de la répartition des capacités hydrauliques aux BV contrôlés.	156
8.3	Concentrations de MeS et débits engendrés par les pluies sélectionnées au BV3	157
8.4	Comparaison des modes de gestion (a) <i>contrôle quantité</i> et (b) <i>contrôle qualité</i> lors du remplissage du BR3, simulation pour la pluie 8	159
8.5	Évolution de la concentration de MeS dans le PP	161
8.6	Comparaison des modes de gestion (a) <i>contrôle quantité</i> et (b) <i>contrôle qualité</i> lors de la vidange du BR3, simulation pour la Pluie 8	162
8.7	Débits et concentration de MeS à l'entrée de la StaRRE lors des modes de gestion <i>contrôle quantité</i> et <i>contrôle qualité</i> appliqués aux vidanges des BR	162
8.8	Débits et concentration de MeS à l'entrée de la StaRRE lors des modes de gestion <i>contrôle quantité</i> et <i>contrôle qualité</i> appliqués à l'ensemble du SIAU	166
8.9	Débits et charges à la biofiltration selon les modes de gestion	167
8.10	Types de fautes observées sur les capteurs	168
8.11	Exemple de dérive (drift) d'un signal	169
8.12	Turbidité de l'eau probablement due à la présence de dioxyde de titane	169
8.13	Comparaison du remplissage du BR1 lors de la Pluie 8 - détection de faute	174
8.14	Perte de capacité de la biofiltration en fonction du temps de détection de la faute à partir du début de la pluie.	175
A.1	Banc de jar-test	208
A.2	Exemple de tableau de résultats jar-test	210
B.1	Particules lors d'un test ViCAs après floculation	212
B.2	Tableau de résultats ViCAs.	213
C.1	Zone typique des DVCP dans le réseau unitaire.	216
C.2	Zone typique des DVCP à l'entrée des dessableurs.	216
C.3	Zone typique des DVCP à l'entrée des décanteurs.	217
C.4	Zone typique des DVCP à la sortie des décanteurs.	218
C.5	Distribution des vitesses de chute des particules (DVCP) avec et sans ajout d'alun.	219

D.1	Courbe de calibration du test traceur du 12 mai 2011.	221
D.2	Débits mesurés aux dégrilleurs et aux décanteurs primaires.	222
D.3	Évolution des concentrations de traceur aux points d'échantillonnage.	222
D.4	Représentation par des RCM	223
D.5	Courbe de calibration du test traceur du 30 juin 2011.	224
D.6	Débits mesurés aux dégrilleurs et aux décanteurs primaires.	224
D.7	Évolution des concentrations de traceur au point d'échantillonnage.	225
D.8	Représentation par des RCM	225
D.9	Courbe de calibration du test traceur du 11 juillet 2011.	226
D.10	Débits mesurés aux dégrilleurs et aux décanteurs primaires.	227
D.11	Distribution des concentrations de traceur au point d'échantillonnage.	227
D.12	Représentation par des RCM	228
D.13	Courbe de calibration du test traceur du 22 juillet 2011.	229
D.14	Débits mesurés aux dégrilleurs et aux décanteurs primaires.	230
D.15	Distribution des concentrations de traceur aux points d'échantillonnage.	230
D.16	Représentation par des RCM	231
D.17	Points d'injection du traceur et points d'échantillonnage lors du test traceur du 29 octobre 2011 à la StaRRE Est de la Ville de Québec.	232
D.18	Courbes de calibration préparées à différents voltages pour le test traceur du 23 septembre 2011.	233
D.19	Débits mesurés aux dégrilleurs et aux décanteurs primaires.	233
D.20	Distribution des concentrations de traceur aux points d'échantillonnage.	234
D.21	Représentation par des RCM	234
D.22	Point d'injection du traceur et points d'échantillonnage lors du test traceur du 23 septembre 2015 à la StaRRE Est de la Ville de Québec.	235
D.23	Courbes de calibration préparées à différents voltages pour le test traceur du 29 octobre 2015.	236
D.24	Débits mesurés aux dégrilleurs et aux décanteurs primaires.	236
D.25	Distribution des concentrations de traceur aux points d'échantillonnage.	237
E.1	Installation de capteurs redondants.	239
E.2	Signaux bruts des deux sondes de turbidité.	240
E.3	Signaux de turbidité filtrés (UTN)	240
E.4	Mesure de turbidité dans des solutions standards de formazine	241
E.5	Calibration des sondes de turbidité en UTN	241
E.6	Calibration des turbidimètres en concentration de MeS	242
E.7	Signaux calibrés en MeS des deux sondes de turbidité.	242
E.8	Comparaison des signaux calibrés en MeS des deux sondes de turbidité avec les mesures de MeS effectuées en laboratoire.	243

Liste des tableaux

1.1	Fourchette de concentrations des rejets par temps sec et temps de pluie	11
1.2	Charge massique journalière par équivalent-habitant	12
3.1	Limites de rejets des StaRRE de la Ville de Québec	42
3.2	Caractéristiques du capteur de turbidité Solitax®	52
3.3	Caractéristiques du capteur de turbidité Visioturb® 700 IQ	52
3.4	Caractéristiques de la solution de sulfate d'aluminium (alun) utilisée.	60
3.5	Récapitulatif des tests traceurs réalisés à la StaRRE Est de la Ville de Québec.	70
4.1	Vitesses de décantation des 10 classes de particules	73
4.2	Caractéristiques des BV modélisés	76
4.3	Nombre d'équivalent-habitants (EH) et débit journalier de temps sec par BV .	77
4.4	Caractéristiques du modèle conceptuel du réseau unitaire.	83
4.5	Caractéristiques de la décantation et de la remise en suspension des particules dans le RE unitaire.	86
4.6	Caractéristiques des BR modélisés	88
4.7	Caractéristiques des PP modélisés	88
4.8	Paramètres du modèle de dessableur.	92
4.9	Paramètres du modèle de décanteur primaire.	95
4.10	Paramètres du modèle de décanteur primaire physico-chimique.	99
4.11	Paramètres de la DVCP à saturation.	99
4.12	Paramètres du modèle de perte de capacité de la biofiltration.	105
4.13	Débits maximaux dans les tronçons de RE modélisés.	106
4.14	Capacité hydraulique de la StaRRE.	106
6.1	Description des scénarios	138
6.2	Volumes d'eau et charges de MeS déversés aux chambres de dérivation a, b et c	139
8.1	Débits moyens et maximaux de temps sec de chaque BV et à l'entrée de la StaRRE.	154
8.2	Caractéristiques des pluies simulées.	157
8.3	Pourcentage de remplissage maximal des BR.	157
8.4	Impact des modes de gestion de remplissage des BR sur la StaRRE - sans alun	159
8.5	Impact des modes de gestion de remplissage des BR sur la StaRRE - sans alun	160
8.6	Impact des modes de gestion appliqués au remplissage des BR sur le volume des BR utilisé lors de la Pluie 3.	160
8.7	Impact des modes de gestion appliqués au remplissage des BR sur le volume des BR utilisé lors de la Pluie 8.	160

8.8	Impact des modes de gestion de la vidange des BR sur la StaRRE - avec alun .	163
8.9	Impact des modes de gestion de la vidange des BR sur la StaRRE - sans alun .	163
8.10	MeS retenues dans les BR à la fin de la vidange (kg).	164
8.11	Masses de MeS engendrées par les BV pendant la période d'évaluation (kg). .	164
8.12	Masses de MeS initialement présentes dans les BR (kg).	164
8.13	Quantité d'alun utilisé selon les modes de gestions.	165
8.14	Masse de MeS rejetées au milieu récepteur et quantité d'alun utilisé selon les modes de gestion du SIAU.	166
8.15	MeS retenues dans les BR à la fin de la vidange (kg).	167
8.16	Impact d'un biais négatif sur le capteur de turbidité contrôlant le remplissage du BR1 lors de la Pluie 8.	171
8.17	Impact d'un biais positif sur le capteur de turbidité contrôlant le remplissage du BR1 lors de la Pluie 8.	171
8.18	Impact d'un biais négatif sur le capteur de turbidité contrôlant l'injection d'alun lors de la Pluie 8.	172
8.19	Impact d'un biais négatif sur le capteur de turbidité contrôlant l'injection d'alun lors de la Pluie 3.	172
8.20	Impact d'un biais positif sur le capteur de turbidité contrôlant l'injection d'alun lors de la Pluie 8.	172
8.21	Impact du temps de détection - contrôleur de remplissage des BR	174
8.22	Impact du temps de détection - contrôleur d'alun	175
C.1	Erreur de bilan de masse des courbes ViCAs avec alun.	219
E.1	Valeur moyenne de turbidité mesurée dans les solutions standards	241

Abréviations

BR : bassin de rétention (eaux unitaires)

RT : retention tank

CTR : contrôle en temps réel

RTC : real-time control

DCE : directive cadre sur l'eau

WFD : water framework directive

DVCP : distribution de la vitesse de chute des particules

PSVD : particle settling velocity distribution

EQM : erreur quadratique moyenne

RMSE : root mean square error

MeS : matières en suspension

TSS : total suspended solids

RE : réseau d'égouts

SN : sewer network

RUTP : rejets urbain de temps de pluie

CSO : combined sewer overflows

SCADA : système de contrôle et d'acquisition de données

SCADA : supervisory control and data acquisition

SIAU : système intégré d'assainissement urbain

IUWS : Integrated urban wastewater system

StaRRE : station de récupération des ressources de l'eau

WRRF : water resource recovery facility

STEP : station d'épuration

WWTP : wastewater treatment plant

UTN : unité de turbidité néphélométrique

NTU : nephelometric turbidity unit

*À Man, Na et No,
à Apa et Youki.*

"De prime abord, l'idée d'une cohérence sur des échelles nouvelles semble de son côté entraîner une perte d'information. Cela tient en partie à l'existence en science d'une tendance permanente au réductionnisme. Les scientifiques décomposent les choses et étudient les morceaux un à un. Quand ils veulent examiner l'interaction entre particules subatomiques, ils en mettent deux ou trois ensembles - ce qui est suffisamment compliqué. La puissance de l'invariance d'échelle, elle, se manifeste à des niveaux de complexité nettement supérieurs. Il s'agit de voir globalement."

James Gleick, La théorie du chaos

Remerciements

L’aventure d’un doctorat a beau être une expérience profondément personnelle, cette thèse ne saurait être complète sans mentionner les fabuleuses interactions, autant professionnelles que sociales, qui ont forgé aussi bien ce travail que ma personnalité. Je souhaite donc remercier l’ensemble des personnes qui ont croisé ma route, à un moment ou à un autre, et participé à cette aventure.

Tout particulièrement, j’aimerais exprimer ma profonde gratitude à mon directeur de recherche, Peter Vanrolleghem. Tout au long de ce parcours, tu m’as guidée en me laissant toujours beaucoup de liberté, me permettant ainsi de construire mon propre chemin. Ton énergie et ta passion communicative ont été un moteur lors des étapes laborieuses de cette aventure. Merci de m’avoir proposé les nombreuses opportunités de projets connexes, qui ont considérablement enrichi cette expérience.

Mes plus sincères remerciements s’adressent ensuite à mon co-directeur de recherche, Paul Lessard. Vous avez toujours été d’un calme remarquable lorsque j’affrontais une tempête, ce qui a été extrêmement réconfortant. Merci pour vos conseils avisés, sans lesquels cette aventure serait probablement restée sans fin.

Merci à Sophie Duchesne, Martin Pleau et Dirk Muschalla d’avoir accepté de faire partie de mon jury. Votre lecture consciencieuse et vos commentaires pertinents ont grandement amélioré cette thèse. Merci beaucoup ! Danke schön !

Merci au service de traitement des eaux usées de la Ville de Québec. Tout le personnel nous a toujours chaleureusement accueillis et a été d’une aide précieuse lors des campagnes de mesure. En particulier, merci à Yves Lanthier, Denis Dufour, Anne Lajoie et Frédéric Cloutier pour votre intérêt envers nos projets et votre promptitude à nous fournir les données nécessaires.

Faire partie du groupe de recherche *modelEAU* a été une expérience exceptionnelle. Merci, bien entendu, aux étudiants avec qui j’ai directement travaillé pour ce projet : Médiatrice, Samuel, Pau, Romain, Nicolas et Clarisse. Je tiens également à souligner le formidable esprit d’équipe qui règne au sein du département de génie civil et de génie des eaux de l’Université Laval (*modelEAU* et au-delà), autant lorsque le travail nécessitait un coup de main que pour

la merveilleuse ambiance hors travail. Merci à tout ceux - j'espère n'oublier personne - que j'ai côtoyé au cours de ces années : Giulia, Imen, Jean, Thibaud, Perrine, Janelcy, Coralie, Lisha, Queralt, Gonzalo, Sylvie, Stéphanie, Cyril, Maxine, Bernard, Gamze, Kamilia, Romain, Maryam, Feiyi, Jean-David, Rania, Andreia, Niels...

Un merci spécial à ceux qui ont été mon rayon de soleil en temps de confinement rédactionnelle et qui sont maintenant de joyeux compagnons de confinement généralisé : à celles qui sont parties (Elena, Catherine et Julia : j'ai hâte au yoga virtuel avec vous !) et à ceux qui sont restés (Antoine et Thomas : super partenaires de course - à distance sanitaire).

Un grand merci à Nicolas d'avoir patiemment relu cette thèse et d'avoir endossé le rôle de chef logistique à la maison au cours de ces derniers mois. Merci surtout d'être un merveilleux compagnon de vie <3

Finalement, je tiens à remercier ma famille. Man : tu es mon roc et une source de courage et de motivation infinie. Na et No : vous avez été mes modèles et m'avez donné l'envie d'en construire (prochainement le modèle Nanofi ?). Apa : tu nous as toujours soutenu et aimé à ta façon, ceci est aussi ton œuvre...

Sovanna Tik
Québec, mars 2020

Avant-propos

Ce projet de doctorat a pris forme à partir d'une collaboration avec les services de traitement des eaux usées de la Ville de Québec, visant à étudier la possibilité de prévenir le colmatage des biofiltres en améliorant chimiquement la décantation primaire. Puis, pour appliquer à plus grande échelle ce potentiel d'améliorer un traitement par un contrôle intervenant à l'amont, l'exploration de l'approche intégrée du système d'assainissement a été une nécessité. Finalement, la volonté d'amener ce concept sur la voie opérationnelle a dirigé cette étude vers l'évaluation de la possibilité d'un contrôle tolérant aux fautes des capteurs.

Ce travail m'a amenée à rechercher un certain *équilibre* dans plusieurs domaines, autant de la vie académique que professionnelle :

- l'échelle de l'étude : niveaux de détail des sous-systèmes vs. système global
- le choix des objectifs : spécialisation vs. interdisciplinarité
- la gestion des données : quantité vs. qualité des données
- la formation des étudiants-stagiaires : définir des objectifs clairs et une méthodologie vs. laisser l'espace de liberté propice à l'éclosion de nouvelles idées
- la gestion du temps : trouver la limite entre maturation des idées et procrastination

Cette notion d'*équilibre*, insaisissable et toujours changeante, se trouve en filigrane dans cette thèse, dont la leçon ultime est probablement : accepter le changement comme une constante de la vie, et que la "meilleure solution" suggérée ne l'est qu'à l'aune des connaissances accumulées à ce jour.

Ce long cheminement m'a donné l'opportunité de participer à plusieurs conférences et de découvrir deux aspects d'un même univers, soit : celui du drainage urbain et celui du traitement des eaux usées. J'ai également eu la chance d'assister à leur rapprochement à l'occasion de "sessions spéciales sur l'évaluation intégrée", qui permettaient d'envisager de stimulantes collaborations. La liste des contributions scientifiques produites pour ces conférences est présentée dans l'Annexe F.

Ce travail n'aurait pas été possible sans la contribution des personnes suivantes, qui ont réalisé leur stage au sein de l'équipe modelEAU et dont le sujet d'étude est indiqué ci-après :

- Médiatrice Mujawamariya (protocole jar-test)
- Samuel Charette (ViCAs avec alun)
- Pau Llinàs de Cendra (modèle de décantation physico-chimique utilisant la DVCP)
- Romain Farcette (modèle SWMM)
- Nicolas Calmejane (biofiltres)
- Clarisse Aaron (ViCAs)

Cette thèse est rédigée par insertions d'articles, dont les références sont :

- Tik S. et Vanrolleghem P. A. (2017). Chemically enhancing primary clarifiers : model-based development of a dosing controller and full-scale implementation. *Water Sci. Technol.*, 75(5), pp 1185–1193.
- Tik S., Maruéjols T., Lessard P. et Vanrolleghem P. A. (2015). Gestion optimale de la vidange des bassins de rétention en réseau unitaire à l'aide d'un modèle intégré. *La Houille Blanche*, no3, pp 44–50.
- Tik S., Maruéjols T., Lessard P. et Vanrolleghem P. A. (2015). Water quality-based control evaluation by means of an integrated urban wastewater model. Dans : *Proceedings of the 10th International Conference on Urban Drainage Modelling (UDM2015)*, Vol. 1, pp 171-175.

En cohérence avec le reste de la thèse, un changement sémantique a été effectué par rapport aux textes originaux des articles. Ainsi, les termes *station d'épuration (STEP)* ont été remplacés par *station de récupération des ressources de l'eau (StaRRE)* et *wastewater treatment plant (WWTP)* par *water resource recovery facility (WRRF)*. D'autre part, la mention "hors-ligne" pour les bassins de rétention a été retirée car après vérification, il a été constaté que le modèle proposé par [Maruéjols \(2012\)](#) représente les déversements vers le milieu récepteur comme passant par le bassin de rétention.

Introduction

Cette thèse s'inscrit à la fois dans l'esprit du *développement durable*, et des thèmes émergents de *résilience* et de *ville intelligente*, ainsi que dans le contexte très médiatisé des *changements climatiques*. La conjonction de ces notions appelle, dans le domaine de la gestion des eaux urbaines, au développement d'outils prévisionnels qui assisteront les villes dans le traitement d'un volume croissant d'eaux usées. Les systèmes d'assainissement urbain, déjà très sollicités par l'urbanisation grandissante, doivent également se conformer à des normes environnementales de plus en plus strictes. L'agrandissement des systèmes de collecte et de traitement de manière traditionnelle n'est donc plus envisageable. Avec l'imminence des impacts des changements climatiques, il devient nécessaire de développer de nouveaux outils et des stratégies flexibles visant une gestion intégrée de l'assainissement urbain. Pour mettre l'accent sur l'importance d'adopter une approche holistique, l'expression *système intégré d'assainissement urbain* (SIAU) sera utilisé dans la suite de ce texte.

Les concepts et principes énoncés plus haut, qui serviront à établir le contexte dans lequel a été réalisée cette thèse, sont explicités ci-après.

Développement durable

En matière de gestion des eaux urbaines, les besoins en capacité de traitement ne cessent de croître. Or, l'espace disponible dans les zones urbanisées pour l'implantation de nouveaux systèmes est souvent limité. De nombreux défis sont à relever pour répondre aux nouveaux besoins qui s'illustrent bien par le fait que :

- D'un côté, l'augmentation constante de la population dans les villes ajoute une pression sur les infrastructures existantes.
- Et de l'autre côté, la prise de conscience environnementale amène les populations à s'appropriier les politiques publiques et à réclamer des normes environnementales plus rigoureuses.

Les progrès de l'ingénierie des dernières décennies ont permis le développement de technologies avancées dans le domaine de l'assainissement des eaux usées. Ces progrès permettent d'envisager non seulement une meilleure gestion des flux, et donc, la possibilité d'une ré-

duction significative des rejets de polluants dans le milieu naturel, mais aussi des traitements plus performants et innovants. Ainsi, l'objectif de l'assainissement n'est plus seulement de réduire l'impact négatif des eaux usées, mais également de les valoriser et, ainsi, de réduire la consommation d'autres ressources (énergie et nutriments).

Ce changement de paradigme est notamment observable par l'évolution du vocabulaire : les *stations d'épuration (STEP)* sont progressivement renommées des *stations de récupération des ressources de l'eau (StaRRE)* (Weissbrodt, 2018). Ce vocable sera utilisé dans la suite du texte pour marquer l'adhésion de l'auteur à cette vision. En anglais, Verstraete *et al.* (2009) relève l'aspect négatif de la dénomination usuelle *wastewater* et encourage l'utilisation de *used water*, qui se rapproche du vocable communément utilisé en français *eaux usées*. Dans le même ordre d'idées, les *wastewater treatment plants (WWTP)* deviennent des *water resource recovery facilities (WRRF)*. Certaines deviennent même des *water reclamation facilities (WRF)* pour répondre à la pénurie d'eau grandissante dans certaines régions, soulevant par la même occasion une autre gamme de problématiques liées à la santé publique.

Pour être qualifiée de "durable", la gestion des eaux urbaines doit prendre en compte les deux autres piliers du développement durable - *Économie* et *Société* - définis il y a plus de 30 ans dans le rapport Brundtland (Brundtland *et al.*, 1987). Selon ce principe, le niveau de service des infrastructures devra être déterminé par un *équilibre* entre la protection de l'environnement et des coûts économique et sociétal acceptables. Dans cet ordre d'idées, la Figure 0.1 présente différentes considérations à concilier pour atteindre un mode de gestion des SIAU dit "durable".

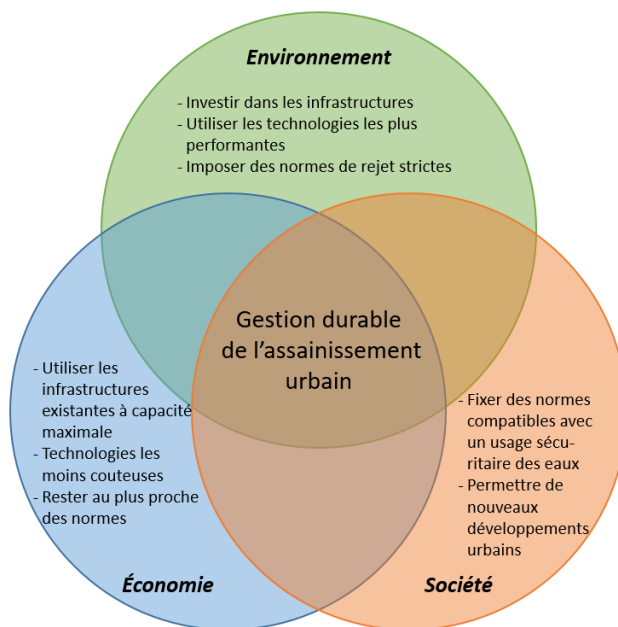


FIGURE 0.1 – Les objectifs d'un SIAU selon les piliers du développement durable : Environnement, Économie et Société

Cette thèse soutient que l'investissement pour une meilleure connaissance de la qualité des eaux au sein des SIAU, en vue d'utiliser cette information pour optimiser la gestion des SIAU, s'inscrit dans le cheminement vers un mode de gestion *durable*. Le développement d'un système d'instrumentation adapté - comprenant l'ensemble des outils allant de la mesure à l'utilisation du signal - est ainsi prôné.

Changements climatiques

Il est désormais impossible d'ignorer l'impact des actions anthropiques sur l'évolution rapide du climat. En 2014, au terme de son cinquième cycle d'évaluation, le Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (GIEC) a publié des rapports pointant l'émission anthropique de gaz à effet de serre (GES) comme une des principales causes du réchauffement climatique (GIEC, 2014). Les principaux acteurs de la gestion des SIAU ont décidé d'adopter deux stratégies pour attaquer ce problème :

- la mitigation : en essayant de comprendre et de limiter leurs propres émissions de GES (Flores-Alsina *et al.*, 2011; Guo *et al.*, 2012); et
- l'adaptation : en prévoyant leurs possibles effets sur le système de drainage urbain (DU) pour s'en prémunir (Willems *et al.*, 2012).

Ainsi, les changements climatiques font l'objet d'études approfondies pour en déterminer l'ampleur et les impacts potentiels sur le SIAU. Bien que leurs effets à long terme soient difficilement prévisibles, du moins sans une grande marge d'incertitude, plusieurs études tendent à démontrer que les événements météorologiques extrêmes, tels que de longues périodes de sécheresses ou des événements pluvieux intenses, seront plus fréquents, de plus forte intensité. Conséquemment, une amélioration des SIAU existants sera nécessaire (Arnbjerg-Nielsen *et al.*, 2013; Langeveld *et al.*, 2013a; Willems, 2013).

Résilience

Pour faire face à une large gamme de changements climatiques possibles, tout en assurant la continuité du développement urbain et sans menacer les ressources naturelles, les villes devront miser sur le renforcement d'une caractéristique importante : la *résilience*. En effet, face à ces menaces difficilement quantifiables, viser à fournir un système fiable en tout temps ("fail-safe") ne serait pas économiquement viable. Ainsi, dans l'optique d'une gestion durable, Butler *et al.* (2017) montrent plutôt la pertinence de se diriger vers un système à haut degré de résilience, où la défaillance fait partie du processus décisionnel et opérationnel ("safe to fail").

Le degré de résilience d'un système est défini par sa capacité à minimiser les conséquences d'une défaillance et par sa rapidité à rétablir un service adéquat lorsqu'il est soumis à des

conditions exceptionnelles, non prévues lors de sa conception (Makropoulos *et al.*, 2018). Toujours dans l'objectif d'une gestion durable, le degré de résilience attendu d'un système devra être déterminé par une optimisation de type coût-bénéfice, en fonction des budgets disponibles pour adapter les systèmes existants ou pour en construire de nouveaux (Butler *et al.*, 2017).

Dans cette optique, les acteurs du drainage urbain se sont orientés vers de nouvelles approches de gestion, combinées à des technologies innovantes, désignées sous plusieurs vocables tels que *techniques alternatives*, *contrôle à la source* ou *infrastructures vertes* (Fletcher *et al.*, 2014), ou encore le concept de *ville-éponge* (Nguyen *et al.*, 2019). Ces approches visent principalement à réduire les masses d'eau générées par les événements pluvieux, changeant ainsi les caractéristiques du terrain, qui sont généralement prises comme des paramètres fixes lors des études traditionnelles. Ainsi, pour prendre en compte ces changements au sein d'une approche à long terme, l'utilisation de méthodes de surveillance, telles que l'installation de capteurs, semble être une voie à explorer puisque ceux-ci permettraient d'archiver l'évolution du système et, éventuellement, d'en réactualiser les caractéristiques au besoin.

Ville intelligente

Actuellement, l'approche prédominante en matière de drainage des eaux urbaines peut être qualifiée de passive. Conformément à l'approche traditionnelle de génie civil, les systèmes sont généralement conçus pour répondre à des événements pluvieux de périodes de retour déterminées et les infrastructures sont principalement gérées de manière statique.

Développer la résilience d'un SIAU revient à passer d'une approche passive à une approche active et adaptative, où les infrastructures sont appelées à moduler leur fonctionnement en fonction des événements auxquels elles sont confrontées (Butler *et al.*, 2017). Dans une telle approche active et adaptative, des capteurs sont utilisés pour connaître l'état du système, ce qui permet aux opérateurs dudit système de réagir avec des stratégies de contrôle appropriées. De plus, couplées à l'utilisation de modèles représentant le système, une pratique devenue standard dans l'industrie, les stratégies de contrôle peuvent être virtuellement testées pour être optimisées (Vanrolleghem *et al.*, 2005). L'utilisation de modèle en tant que *jumeau numérique* ("digital twin"), par exemple pour le suivi de la performance du système ou la détection d'anomalies, commence également à émerger dans le domaine de la gestion de l'eau (Sarni *et al.*, 2019).

Cette approche s'inscrit dans le concept de *ville intelligente* ("smart city") (Breux et Diaz, 2017; Mikkelsen, 2018) et est rendue possible en grande partie grâce au développement de nouvelles technologies de mesure de l'état des systèmes (capteurs) et à l'augmentation de la capacité de transmission et de traitement de grandes quantités de données ("big data") (Blumensaat *et al.*, 2017; Chen et Han, 2018).

Les défis pour atteindre une gestion durable des eaux en milieu urbain sont autant de natures technique que socio-institutionnelle (Brown et Farrelly, 2009; Blumensaat *et al.*, 2019). Tout d'abord, force est de constater que la mise en place de méthodes non conventionnelles demande souvent un effort important de gestion du changement auprès des opérateurs de SIAU pour en garantir le succès. Ainsi, alors que la fiabilité des capteurs de mesure des paramètres de qualité des eaux est en constante progression, leur utilisation opérationnelle demeure un enjeu. En effet, un certain manque de fiabilité, et aussi de stabilité, engendre des réticences chez les opérateurs, pour qui un capteur défaillant pourrait engendrer une charge de travail supplémentaire et réduire la performance du système (Schraa *et al.*, 2006). Pour gagner la confiance des décideurs et des opérateurs, un système utilisant ces capteurs devrait donc être équipé de moyens pour pallier d'éventuelles défaillances. Les enjeux de sécurité, aussi bien techniques (risques de défaillance, attaques cybernétiques) qu'éthiques (protection des données personnelles), ne doivent pas être négligés (Moy de Vitry *et al.*, 2019).

Le concept de *ville intelligente* touche de nombreux domaines (Breux et Diaz, 2017) et fait l'objet de multiples définitions. On retiendra surtout qu'une *ville intelligente* s'appréhende de manière holistique, par des approches multidisciplinaires alliant le développement technologique et l'innovation sociale. Dans le domaine de l'eau, et plus particulièrement des SIAU, les défis ne sont pas nouveaux (Beck, 1981; Olsson, 2006). Cette thèse se propose de promouvoir l'approche d'évaluation intégrée et le développement d'outils visant à aider son acceptation par les acteurs du milieu.

Motivation de la thèse

À l'ère des voitures autonomes et de la cocotte-minute connectée au réseau wifi, les nouvelles technologies entrent tranquillement dans nos vies quotidiennes. Certaines sont plus faciles à accepter que d'autres. En effet, lorsque la vie humaine est en jeu, le niveau de risque acceptable est relativement bas. Ainsi, l'annonce d'un accident mortel provoqué par une voiture autonome a créé l'émotion dans l'opinion publique, poussant les autorités à vouloir légiférer sur ces nouvelles technologies. Pourtant, de nombreux accidents sont provoqués quotidiennement par des fautes humaines et ne soulèvent pas autant de passions. Cette acceptabilité du risque lié à la manière traditionnelle relève de l'inertie de l'habitude, encore appelée *biais du status quo*. La méfiance envers la nouveauté fait partie de la nature humaine. Utiliser des méthodes rationnelles, telles que la modélisation, peut aider à réduire cette méfiance et trouver le point d'équilibre entre avancée téméraire et extrême conservatisme, nuisible à l'innovation.

Une alternative pour amener progressivement au changement de mentalités serait d'introduire un système automatisé sous supervision humaine. Ainsi, pour poursuivre avec l'exemple des voitures autonomes, les voitures dites "semi-autonomes" sont plus facilement

acceptables. En effet, celles-ci sont conduites par un humain et le système de contrôle automatisé est activé seulement dans des conditions précises, tels qu'un stationnement en parallèle (tâche pour laquelle l'auteure de cette thèse prétend - sans aucune source fiable - qu'un robot aurait très certainement une meilleure performance qu'un grand nombre d'humains disposant de leur permis de conduire).

Dans le domaine de la gestion de l'eau, certaines situations peuvent provoquer autant d'émotions qu'un accident de la route. C'est le cas notamment en gestion du risque d'inondation. En matière de risques environnementaux, tels que les rejets de polluants dans le milieu naturel, les gestionnaires de SIAU sont parfois frileux à tester de nouvelles méthodes, théoriquement plus performantes mais ayant un risque de défaillance plus élevé. D'autant plus lorsque la réglementation régule chaque sous-système individuellement et non le SIAU de manière holistique. Par cette thèse, l'auteure souhaite contribuer à la discussion sur la possibilité de nouvelles stratégies de contrôle pour le SIAU et les conditions nécessaires à leur acceptabilité.

Ainsi, en proposant un modèle réaliste d'un SIAU, qui s'étend des bassins versants jusqu'à la station de récupération des ressources de l'eau (StaRRE), et dont l'originalité se manifeste par sa capacité à estimer la pollution particulière tout au long du système, le potentiel des stratégies de contrôles utilisant cette information peut être évalué et discuté. Les risques en terme de perte de performance et d'utilisation de ressources, ainsi que la possibilité de les réduire, sont également considérés.

Organisation de la thèse

Cette thèse, rédigée par insertion d'articles, est structurée de la manière suivante :

- Le **premier chapitre** délimite le cadre de la présente étude et définit les termes employés. Il présente l'état de l'art en matière de modélisation et de contrôle des systèmes intégrés d'assainissement urbain.
- Le **second chapitre** présente les objectifs de la thèse en regard des problématiques qui découlent du cadre défini au premier chapitre.
- Le **troisième chapitre** présente les méthodes d'analyse sélectionnées et les conditions expérimentales, tant sur le terrain qu'en laboratoire, qui ont permis de constituer les jeux de données utilisés pour développer les modèles présentés au quatrième chapitre.
- Le **quatrième chapitre** présente les modèles utilisés et les améliorations qui leur ont été apportés dans le cadre de cette étude.

Les chapitres 5, 6 et 7 sont constitués d'articles.

- Le **cinquième chapitre** présente le développement et l'implémentation à l'échelle réelle d'un contrôleur d'ajout de produits chimiques à la décantation primaire utilisant la turbidité de l'effluent comme variable de contrôle.

Article intitulé : *Chemically enhancing primary clarifiers : Model-based development of a dosing controller and full-scale implementation*

- Le **sixième chapitre** présente l'utilisation d'un modèle intégré pour coordonner la vidange des réservoirs de rétention avec la capacité de traitement de la StaRRE.

Article intitulé : *Gestion optimale de la vidange des bassins de rétention en réseau unitaire à l'aide d'un modèle intégré.*

- Le **septième chapitre** propose des stratégies de contrôle du remplissage des bassins de rétention, basées sur la qualité de l'eau, visant à limiter l'impact du temps de pluie sur la StaRRE.

Article intitulé : *Water quality-based control evaluation by means of an integrated urban wastewater model.*

Le chapitre 8 applique les concepts présentés dans les trois chapitres précédents, sur un modèle intégré mis à jour, dont les composantes sont présentées au chapitre 2.

- Le **huitième chapitre** présente des stratégies de contrôle intégré tolérantes aux fautes, basées sur la qualité des eaux. Une évaluation de leurs performances et des risques qui leur sont associés y est présentée.

Finalement, les conclusions principales sont résumées au dernier chapitre, permettant de discuter des perspectives de recherche que cette thèse soulève.

Chapitre 1

Revue de littérature

1.1 Système intégré d'assainissement urbains (SIAU)

La mise en place d'un SIAU répond principalement à trois objectifs : réduire les risques posés par l'exposition aux eaux usées sur la santé publique ; réduire les risques d'inondation en zone habitable ; et limiter les impacts néfastes des rejets sur le milieu récepteur. La plupart des pays industrialisés ont réussi à répondre de manière relativement convenable aux deux premiers objectifs, visant la santé humaine, par le perfectionnement de leurs SIAU, et cherchent maintenant à y associer les considérations environnementales de manière durable et à un coût acceptable (Chocat *et al.*, 2001).

On distingue deux principaux types de réseau d'assainissement :

- le système dit **unitaire**, qui mélange les eaux sanitaires et les eaux pluviales dans un unique réseau de canalisations ; et
- le système dit **séparatif**, qui draine les eaux sanitaires et les eaux pluviales dans deux réseaux distincts de conduites.

Le développement des systèmes séparatifs repose sur l'idée que les eaux sanitaires et les eaux pluviales, de natures différentes, ne devraient pas être mélangées. Le traitement des eaux sanitaires bénéficierait alors d'un affluent stable, d'un point de vue hydraulique et en charge de polluants. En outre, cette proposition était supportée par l'hypothèse que les eaux pluviales seraient relativement "propres", et donc, ne nécessiteraient que peu ou pas de traitement. Cette hypothèse s'est cependant révélée discutable selon les polluants considérés (Muschalla *et al.*, 2014). La nécessité d'instaurer un traitement des eaux pluviales, distinct de celui des eaux sanitaires, augmenterait considérablement les coûts de gestion.

Ainsi, à la lumière des limites potentielles d'un système séparatif, ni ce système, ni le système unitaire ne peuvent être conseillés de manière définitive. Le choix d'un système plutôt que l'autre dépend surtout du contexte où il se trouve (Brombach *et al.*, 2005; De Toffol *et al.*, 2007).

Différentes variantes intermédiaires peuvent également co-exister, telles que des réseaux d'égouts (RE) pseudo-séparatifs, pour lesquels les eaux de voirie publique sont collectées dans un RE d'eaux pluviales, tandis que les drains de fondation des terrains résidentiels privés sont connectés au RE d'eaux sanitaires, ce qui engendre un impact du temps de pluie sur ce dernier (Cyr *et al.*, 1990).

Pour les nouveaux quartiers équipés d'un RE séparatif, il est souvent d'usage de connecter les eaux sanitaires au RE unitaire déjà en place. En effet, la plupart des nouvelles zones urbaines se sont développées autour d'un centre historique disposant de RE unitaires qu'il serait très coûteux et souvent techniquement difficile de transformer en réseau séparatif (Dirckx *et al.*, 2011). D'autre part, la construction d'une nouvelle StaRRE est souvent plus onéreuse que l'agrandissement ou l'amélioration d'une StaRRE existante. Ainsi, la majorité des centres urbains sont équipés d'un SAU pouvant être considéré comme unitaire, malgré la présence d'un RE séparatif sur une partie du territoire.

Dans le cadre de cette thèse, la formule *système intégré d'assainissement urbain (SIAU)* est utilisée pour mettre l'accent sur la vision holistique du système et les pratiques de gestion intégrée. Dans ce texte, un SIAU désigne un système centralisé de collecte et de traitement des eaux usées, situé dans un milieu urbanisé. Le SIAU intègre donc à la fois la gestion des eaux sanitaires et celle des eaux pluviales rejoignant un RE unitaire, et en bout de chaîne, les StaRRE municipales. Les problématiques spécifiques aux traitements des eaux pluviales, des eaux usées industrielles, ainsi que les systèmes de traitement non collectifs ne seront pas abordés.

1.1.1 Caractéristiques des systèmes unitaires

Provenance des eaux unitaires

Les principales sources d'alimentation des RE unitaires sont :

- les eaux usées d'origines domestiques et industrielles ;
- les eaux d'infiltration, ou eaux claires parasites (ECP) ; et
- les eaux de ruissellement en temps de pluie.

Les deux premières, présentes à la fois en temps sec et en temps de pluie, sont raisonnablement prévisibles (Verbanck, 1995; Tchobanoglous *et al.*, 2003). En effet, les eaux usées domestiques se caractérisent principalement par une dynamique journalière en rapport avec les activités de la population. De légères différences peuvent être observées entre les jours ouvrables, les jours de congé ou encore les journées d'événements, telle qu'illustrée dans la rubrique intitulée "*Sewer sociology*" du magazine Water Environment & Technology. Cependant, l'importance de ces différences peut être réduite selon les objectifs de l'étude, notamment lorsqu'on étudie les phénomènes à l'échelle des bassins versants. De même, l'apport d'eaux usées d'origine industrielle peut être plus ou moins régulier selon l'activité considérée.

rée. Cependant, pour que leur raccordement à la StaRRE municipale soit acceptée, l'effluent doit respecter des normes. L'importance de prendre en compte ces apports dépend également du cas d'études.

Il en va de même pour les ECP, pour lesquelles la quantité à prendre en compte pour un RE donné est relativement constante pendant la journée (De Bénédictis et Bertrand-Krajewski, 2005; Karpf et Krebs, 2011). Les variations sont principalement saisonnières et dépendent de l'environnement et du climat (De Ville *et al.*, 2014).

Les eaux pluviales, quant à elles, présentent une variabilité beaucoup plus forte et apportent une importante charge aux RE unitaires, autant en débit qu'en qualité (Gromaire-Mertz *et al.*, 1999; Tchobanoglous *et al.*, 2003). De plus, avec l'accroissement des surfaces imperméables, consécutif au développement urbain, vient l'augmentation des volumes d'eau et des débits de pointe dans les RE lors des événements pluvieux. Ce phénomène peut être atténué, notamment par les méthodes alternatives de contrôle à la source privilégiant l'infiltration (Mikkelsen *et al.*, 1996), mais difficilement supprimé. Dès le début des années 1900, des experts ont exprimé leurs inquiétudes face au déversement de ces eaux non traitées dans le milieu récepteur (Geiger, 1998). Dès lors, de nombreuses études ont cherché à identifier, comprendre et résoudre les problématiques du temps de pluie en RE unitaire. C'est également dans ce cadre que s'inscrit ce projet de thèse.

Composition des eaux unitaires en temps de pluie

Les rejets urbains de temps de pluie (RUTP) sont une source majeure de pollution des milieux naturels, autant en RE séparatif qu'unitaire. Le Tableau 1.1 fournit des fourchettes de concentrations observées pour les polluants classiques. On observe que les plus grosses variations sont dues aux eaux pluviales (cf. les deux dernières colonnes du Tableau 1.1).

TABLEAU 1.1 – Fourchette de concentrations (en mg/L) des rejets par temps sec et temps de pluie (Bertrand-Krajewski, 2006)

Paramètres	Eau résiduaire urbaine	Rejets pluvieux séparatifs	Rejets pluvieux unitaires
MeS	150 - 500	21 - 2600	176 - 2500
frac. org. MeS	70 - 80%	18 - 30%	40 - 65%
DCO	300 - 1000	20 - 500	42 - 900
DBO ₅	100 - 400	3 - 184	15 - 301
DCO/DBO ₅	2	5 - 7.5	3.4 - 6.0
N-NTK	30 - 100	4 - 20	21 - 28.5
N-NH ₄	20 - 80	0.2 - 4.6	3.1 - 8.0
P-Pt	10 - 25	0.02 - 4.3	6.5 - 14.0

Sources de pollution

En RE unitaire, *Gasperi et al. (2010)* distinguent trois sources de pollution, à l'origine des différences de comportements des polluants associés :

- les eaux usées (domestiques et industrielles);
- les eaux de ruissellement; et
- les processus en réseaux.

Eaux usées. Les polluants liés aux eaux usées domestiques sont traditionnellement estimés en terme de charge massique journalière produite par équivalent-habitant (EH). *Tchobanoglous et al. (2003)* ont déterminé des valeurs indicatives pouvant être utilisées pour le dimensionnement d'un nouveau RE (Tableau 1.2).

TABLEAU 1.2 – Charge massique journalière de polluants émise par équivalent-habitant (EH) (*Tchobanoglous et al., 2003*)

Paramètres	Valeur typique (g/d/EH)
DBO ₅	85
DCO	198
MeS	95
N-NH ₄ (en gN)	7.8
N organique (en gN)	5.5
TKN (en gN)	13.3
P organique (en gP)	1.23
P inorganique (en gP)	2.05
P total (en gP)	3.28
Huile et graisse	31

Les concentrations attendues en temps sec sont calculées par dilution en prenant en compte la consommation d'eau potable journalière moyenne par EH et la quantité d'ECP dans le RE (la charge polluante des ECP étant considérée comme négligeable). Pour un RE existant, la pratique appropriée consiste à mener une campagne de mesures. *Gasperi et al. (2008b)* affirment qu'il est possible d'extrapoler des valeurs mesurées sur un site donné à un autre site ayant une occupation des sols et un RE aux caractéristiques similaires.

Gasperi et al. (2010) ont identifié les eaux usées comme la principale source de pollution organique (DCO, DBO₅) et en terme de nutriments (azote, phosphore). Elles contribuent aussi majoritairement à la pollution bactériologique. Ces polluants subissent essentiellement un effet de dilution par l'arrivée des eaux de pluie.

Eaux de ruissellement. Les eaux de ruissellement pluviales présentent une composition très variable qui dépend de nombreux paramètres (caractéristiques du terrain drainé, de la pluie, des conditions antérieures...). Des valeurs typiques de leur composition en polluants traditionnels sont données au Tableau 1.1. Ces eaux charrient les polluants déposés pendant les périodes de temps secs sur les surfaces qu'elles drainent et apportent une pollution organique moins biodégradable que les eaux usées (Tchobanoglous *et al.*, 2003; Bertrand-Krajewski, 2006; Gasperi *et al.*, 2010). Les eaux de ruissellement, tout comme les eaux usées dans une plus faible proportion, contiennent aussi un grand nombre de polluants qui suscitent de plus en plus d'intérêt, notamment les substances qualifiées de polluants prioritaires (métaux, hydrocarbures, pesticides...). Ces polluants sont souvent présents en faible concentration mais peuvent présenter une forte toxicité, due à l'effet d'accumulation (Gasperi *et al.*, 2008a).

Processus en réseaux. Selon les temps de séjour et les conditions environnementales dans les RE, des processus physico-chimiques et biologiques interviennent de manière plus ou moins importante (Hvitved-Jacobsen *et al.*, 2002). Ainsi, les RE ne doivent pas uniquement être considérés comme des ouvrages de transport si l'on souhaite comprendre l'évolution de la qualité des eaux. Au niveau physique, il semble se dégager un consensus parmi les experts quant à l'existence d'un phénomène de déposition/resuspension, ayant lieu autant en temps sec qu'en temps de pluie. Cependant, les conditions nécessaires à sa survenue, la nature de la pollution engendrée et son importance sont encore mal connues (Ashley *et al.*, 1994; Verbanck, 1995; Gromaire *et al.*, 2001; Chebbo *et al.*, 2001). Au niveau biologique, la plupart des études sur les biofilms, qui se développent puis s'érodent dans les conduites, reposent sur des expériences en laboratoire (Ahyerre *et al.*, 2000; Banasiak *et al.*, 2005). Les liens entre ces résultats et les observations réalisées à l'échelle réelle (Schilperoort *et al.*, 2012) restent à étudier. Une meilleure connaissance de ces processus pourrait influencer les méthodes de gestion du temps de pluie (Chebbo *et al.*, 2001).

Pollution particulaire : disponibilité et besoins en données

Les effets néfastes sur l'environnement de la pollution particulaire contenue dans les rejets urbains de temps de pluie (RUTP) sont multiples. D'une part, l'apport intempestif de sédiments aux cours d'eau impacte la faune, la flore, et peut même en modifier la morphologie (Michelbach et Wöhrle, 1994). D'autre part, les particules accumulent un grand nombre de polluants adsorbés sur leur surface (Verbanck et Ashley, 1993; Desbordes *et al.*, 1994; Gromaire-Mertz, 2000; Bertrand-Krajewski, 2006), qui se retrouvent donc dans le milieu naturel. Les polluants se fixant par adsorption sur les particules, leur présence peut être corrélée à la surface spécifique de ces particules. Ainsi on notera une proportion plus élevée de polluants liés aux fines particules (Chebbo *et al.*, 2001; Vallet, 2011).

La forte dépendance entre la quantité de polluants et la concentration de matières en sus-

pension (MeS) d'un échantillon (Czemiel Berndtsson, 2014) et le fait que l'analyse des MeS est relativement simple et peu coûteuse, ont fait de la concentration de MeS un paramètre standard, régulièrement mesuré par les gestionnaires de StaRRE (Tchobanoglous *et al.*, 2003). Pour des raisons opérationnelles, il est plus rare de disposer de données de qualité des eaux en RE. En effet, la variabilité spatiale et les conditions opérationnelles complexifient la détermination d'un point représentatif et accessible, ainsi que de la méthode d'échantillonnage appropriée (Sandoval et Bertrand-Krajewski, 2016). L'intérêt pour ce genre de mesures n'est pourtant plus à démontrer (Ashley *et al.*, 2004) et la possibilité de les mettre en œuvre est continuellement étudiée (Bertrand-Krajewski, 2004; Métadier et Bertrand-Krajewski, 2012; Bersinger *et al.*, 2015).

Des études ont montré que les particules présentaient des caractéristiques différentes selon leur provenance (Gasperi *et al.*, 2010; Ruban *et al.*, 2015). Ainsi la détermination de caractéristiques telles que la taille des particules ne renseignera pas forcément sur la performance de traitement attendue. Les eaux étant généralement traitées par décantation, un paramètre important pour caractériser les particules peut être leur vitesse de sédimentation (Michelbach et Wöhrle, 1994). Berrouard (2010) a recensé différentes méthodes de caractérisation de la décantabilité des eaux pluviales et a montré que la relation entre la taille des particules et leur vitesse de sédimentation était complexe. Le protocole ViCAs (Chebbo et Gromaire, 2009) s'est révélé être convenable pour les besoins de l'étude, aussi bien en eaux pluviales (Vallet, 2011), qu'en eaux unitaires (Maruéjols, 2012). Dans le cadre de cette thèse, le protocole ViCAs a donc été choisi pour caractériser la pollution particulaire, en vue de sa modélisation.

1.1.2 Dynamique en réseau unitaire

Dans l'objectif de développer un contrôleur, une bonne connaissance des dynamiques du système à contrôler est essentielle. Il est d'usage de différencier les périodes de temps sec et de temps de pluie. Le temps sec présente des dynamiques relativement régulières et prévisibles, tandis que le temps de pluie présente une grande variabilité inter et intra-événementielle. La compréhension du comportement des eaux dans ces deux périodes et sa prévision constituent le principal défi de la gestion des RE unitaires.

Faible variabilité du temps sec

En temps sec, la qualité des eaux est relativement stable. Les RE sont alimentés par les eaux usées et les ECP. Ces dernières rejoignent les RE par infiltration des eaux souterraines peu profondes, leur présence est donc fortement liée au niveau de remplissage des nappes phréatiques et à l'état physique des RE. Leur comportement dépend du climat de la zone d'étude : les ECP auront tendance à augmenter en hiver dans un climat tempéré (avec le rechargement des nappes phréatiques), tandis que dans les zones subissant des hivers rigoureux, telles qu'au Québec, elles diminueront en hiver et augmenteront au printemps avec le dé-

gel des sols. Il s'agit donc de dynamiques saisonnières relativement lentes (Karpf et Krebs, 2011; De Ville *et al.*, 2014). La production anthropique d'eaux usées est à l'origine de dynamiques journalières en débit et en qualité (Butler *et al.*, 1995). Les variations en qualité peuvent également être influencées par des phénomènes de sédimentation/resuspension dans le RE (Verbanck, 1995) et d'adsorption des polluants (Chebbo *et al.*, 2001).

Forte variabilité du temps de pluie

La principale caractéristique du temps de pluie est sa grande variabilité. Selon l'intensité de la pluie, les conditions antérieures, la période de l'année, etc. chaque événement pluvieux présentera des caractéristiques différentes. Ashley *et al.* (2004) estiment que l'écart-type à considérer sur la valeur de MeS en temps de pluie est du même ordre de grandeur que la valeur elle-même.

En terme de qualité des eaux, la notion de *premier flot d'orage* est essentielle. Le phénomène est observé en début de pluie, lorsque la brusque augmentation du débit, causée par l'arrivée des eaux de pluie, est accompagnée d'une augmentation, parfois encore plus prononcée, des concentrations en polluants. Ce phénomène est communément expliqué par le lessivage des surfaces drainées par la pluie, ainsi que par la remise en suspension de particules déposées dans les conduites ou même par l'arrachage des biofilms développés sur les parois. Ceci est causé par l'augmentation du débit et des forces de cisaillement associées (Verbanck, 1995; Ashley *et al.*, 2004).

L'intensité du premier flot d'orage peut être différente selon le polluant et le bassin versant considérés (Lee *et al.*, 2002; Barco *et al.*, 2008). Il arrive également que le premier flot d'orage ne soit pas observé (Deletic, 1998).

Concernant les polluants dissous, alors qu'on ne considère généralement qu'un phénomène de dilution, certains bassins versants, ayant une grande superficie et un RE peu pentu, peuvent également présenter un premier flot d'orage de polluants dissous qui s'expliquerait par l'arrivée brusque des eaux usées présentes dans le RE et "poussées" par la vague hydraulique des eaux de pluie (Krebs *et al.*, 1999).

Sansalone et Cristina (2004) montrent que différentes définitions du phénomène de premier flot d'orage peuvent mener à des décisions de gestion différentes, parfois mal adaptées. Une bonne connaissance de cette dynamique est importante puisque, dans l'objectif de réduire l'impact environnemental des RUTP, Barco *et al.* (2008) ont montré qu'il était plus efficace de traiter en priorité les volumes d'eau les plus chargés, plutôt que de traiter un volume constant pendant toute la pluie.

Des études ont permis de déterminer qu'une relation existait entre les caractéristiques du terrain et le premier flot d'orage, permettant une bonne prédiction de ce dernier pour leur cas d'étude (Gupta et Saul, 1996; Kang *et al.*, 2008). Cependant, d'importants efforts restent à faire pour permettre une éventuelle généralisation des résultats. Skipworth *et al.* (2000) ont tenté de modéliser le phénomène, concluant à la nécessité de collecter des données de terrain, notamment de caractériser les sédiments déposés dans les conduites, ce qui peut s'avérer complexe.

L'importance du premier flot d'orage, en termes de stratégie de gestion associée, et la difficulté d'en prédire la survenue, ont mené au développement des méthodes de mesure en continu de la qualité des eaux (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2008).

1.1.3 Infrastructures

Un SIAU est constitué de nombreux ouvrages qui remplissent les fonctions de collecte, de transport, éventuellement de stockage, et de traitement des eaux urbaines. Cette dernière fonction, généralement centralisée dans une StaRRE, est parfois gérée de manière indépendante du RE, malgré l'interdépendance manifeste de ces deux composantes.

Réseau d'égouts (RE)

Le but premier des RE unitaires est de transporter les eaux urbaines vers les StaRRE. Pour des raisons économiques, la capacité hydraulique des RE est limitée et leur débordement lors de précipitations intenses devient inévitable. Pour protéger les populations des inondations, des ouvrages de déversement vers le milieu récepteur, généralement sans traitement, sont prévus le long des RE. Les considérations environnementales, de plus en plus importantes, font de la réduction des impacts de ces débordements sur le milieu récepteur une problématique majeure.

Le stockage en RE est une solution fréquemment employée, malgré son coût d'investissement élevé. Des ouvrages de rétention ont été construits, souvent dimensionnés pour capter le premier flot d'orage contenant une grande partie de la charge polluante (Gupta et Saul, 1996; Barco *et al.*, 2008). Ces constructions, dont l'impact positif immédiat au niveau des points de rejet est évident, ne s'avèrent pas sans conséquence sur le traitement aux StaRRE (Vanrolleghem *et al.*, 1996). En effet, leur vidange peut causer des surcharges hydrauliques des unités de traitement. De plus, des pointes de charges sont également observées à l'effluent de ces bassins de rétention (BR) (Maruéjols *et al.*, 2013b). L'interrogation soulevée par Lindholm (1985) il y a plusieurs décennies, à savoir : "quel est l'impact **global** des bassins de rétention sur le milieu récepteur?", est donc toujours d'actualité.

Lau *et al.* (2002) ont démontré que la mise en place d'une "trop" grande capacité de stockage (à déterminer selon les cas d'étude) pouvait engendrer une surcharge de la StaRRE et nuire

à la qualité des eaux du milieu récepteur. La seule réduction des déversements (en volume et fréquence) ne peut donc pas être utilisée pour conclure à une amélioration de la qualité des eaux du milieu récepteur (Rauch et Harremoës, 1999).

Les RE sont généralement équipés d'un grand nombre d'ouvrages de régulation (chambre de stockage, déversoirs d'orage, station de pompage, etc.) représentant un potentiel de contrôle intéressant. Pour répondre aux normes d'autosurveillance, ces ouvrages sont de plus en plus instrumentés, essentiellement en terme de quantité (mesure de débits ou de hauteurs d'eau). Les mesures de qualité, qui demandent plus de main d'œuvre pour obtenir des données de qualité, se développent également (Ruban *et al.*, 2006). La combinaison de ces deux mesures produit des bases de données intéressantes pouvant supporter les gestionnaires cherchant à comprendre et optimiser leur système.

Traitement

Traditionnellement, les StaRRE ont été dimensionnées pour traiter les eaux de temps sec pour une population projetée dans un horizon plus ou moins lointain - généralement en anticipant la croissance de la ville dans quelques décennies. Lorsque les StaRRE sont connectées à un RE unitaire, elles sont dimensionnées pour accepter une grande partie des eaux de pluie. L'efficacité visée pendant ces périodes est néanmoins réduite. En effet, par leur caractère transitoire et leur grande variabilité - autant en quantité qu'en qualité - les eaux pluviales ont un impact néfaste sur la performance des StaRRE (Rauch et Harremoës, 1996). Parfois, une filière pour le temps de pluie, avec des équipements et/ou des méthodes d'opération spécifiques, est employée : par exemple, l'ajout de produits chimiques à la décantation primaire ou l'utilisation d'un bioréacteur normalement aéré comme décanteur (Nielsen *et al.*, 1996; Sharma *et al.*, 2013).

1.2 Évolution de l'assainissement urbain : vers une vision intégrée

1.2.1 Historique

Il est courant que la gestion des RE d'assainissement et celle du traitement des eaux usées soient considérées comme des domaines séparés et qu'au sein d'une entité urbaine, ces fonctions soient confiées à des services différents. Plusieurs raisons ont mené à cet état de fait. Premièrement, d'un point de vue historique, la prolifération des maladies liées à la contamination des eaux, menant aux épidémies de peste et de choléra, a d'abord suscité le besoin d'évacuer les eaux usées loin des milieux urbains densément peuplés. Ce fut la construction des premiers RE. Ce n'est que plusieurs décennies plus tard que les problématiques de pollution environnementale dans les zones où les eaux usées étaient rejetées ont mené à la mise au point de procédés de traitement de ces rejets.

Ainsi, à Paris, la construction des égouts a été entreprise au milieu du XVIII^e siècle alors qu'il faut attendre les années 1930 pour voir apparaître les premières stations d'épuration. Dans le cas de la Ville de Québec, la construction des RE date du milieu du XX^e siècle, avec, dans les années 1970, l'ajout des deux principaux intercepteurs amenant les eaux usées vers des diffuseurs situés au milieu du fleuve Saint-Laurent. Les stations d'épuration, quant à elles, n'ont été mises en services qu'au début des années 1990.

1.2.2 Différentes problématiques

La gestion des réseaux d'assainissement prend place sur des échelles spatiales de grandes dimensions, mettant en jeu des problématiques de dynamique des fluides et d'écoulement en différents régimes. L'objectif principal étant d'évacuer les eaux usées et d'éviter d'éventuelles inondations, le focus est mis sur la quantité d'eau (volume/débit) à gérer, domaine des hydrauliciens. Les temps de résidence dans les réseaux étant considérés comme faibles, les réactions bio-chimiques pouvant s'y dérouler ont longtemps été négligées (Ashley *et al.*, 1999). Pourtant, la rétention prolongée des eaux unitaires dans le RE entraîne inévitablement une évolution de la qualité des eaux (Ashley *et al.*, 2002; Hvitved-Jacobsen *et al.*, 2002). Cependant, l'étude de la qualité des eaux y est souvent réduite à l'étude des solides pour déterminer leur impact potentiel sur l'hydraulique (Ashley *et al.*, 2000). Malgré cela, la compréhension du transport des solides dans les RE présente encore de nombreux défis (Bertrand-Krajewski *et al.*, 1993; Ristenpart, 1995; Penn *et al.*, 2018).

Comparées aux réseaux d'assainissement, les StaRRE pourraient être considérées comme des composantes ponctuelles, relevant de l'ingénierie des procédés. Ainsi, la compréhension de l'hydraulique et des phénomènes de mélange au sein des ouvrages de traitement est longtemps restée sommaire, l'accent étant mis sur la compréhension des procédés bio-chimiques et leurs conditions optimales pour l'élimination des polluants. Ainsi, les modèles représentant l'état de l'art de la modélisation des boues activées (Henze *et al.*, 2006) utilisent l'hypothèse des réacteurs complètement mélangés, qui est suffisamment précise pour les besoins de la plupart des études. Des méthodes de représentation hydraulique plus avancées, telles que celles basées sur la mécanique des fluides (ou CFD pour Computational Fluid Dynamics), ne sont utilisées que dans de rares cas, souvent à cause de leur temps de calcul élevé. Le développement des modèles à compartiments permet une réduction du temps de calcul (Moullec *et al.*, 2010). D'autre part, les processus biologiques étant associés à des constantes de temps élevées (ordre de grandeur en jours ou semaines), les paramètres sont souvent calibrés pour des états stationnaires, ce qui génère des incertitudes lorsque l'on souhaite étudier les changements dynamiques des systèmes.

1.2.3 Gestion du temps de pluie

Lorsque le RE et la StaRRE sont gérés indépendamment et que chaque système est soumis à ses propres limites de rejets, leurs objectifs de gestion deviennent concurrentiels. Ainsi, lors des temps de pluie, les priorités d'un gestionnaire de RE sont d'éviter les inondations et de réduire au maximum les RUTP. Ceci mène généralement à des stratégies de contrôle visant à utiliser au maximum la capacité hydraulique des réseaux et à limiter l'usage des volumes de stockage en réseau. Ces derniers ne sont alors mis à contribution que lorsque la capacité hydraulique du système est excédée, et ils sont vidangés dès que la capacité hydraulique le permet.

Ce mode de gestion transfère le fardeau aux gestionnaires des StaRRE, dont la principale priorité est de minimiser les quantités de polluants à l'effluent des StaRRE, et qui se retrouvent à devoir gérer une surcharge hydraulique souvent accompagnée d'une importante charge de polluants (Lindholm, 1985; Rauch et Harremoës, 1996). Pour cela, deux principales méthodes sont généralement utilisées : augmenter la capacité de traitement ou retenir les flux à traiter pour les répartir dans le temps (Lessard et Beck, 1990). On notera que du point de vue de la StaRRE uniquement, les RUTP peuvent être considérés comme un avantage car ces volumes déversés au milieu naturel n'ont pas à être traités et ne sont donc pas comptabilisés dans leurs limites de rejet. Cette considération devient une aberration lorsque l'on considère l'impact global sur le milieu récepteur. C'est pourquoi il est nécessaire de considérer le SIAU de manière holistique. De cette manière, il devient nécessaire de trouver des compromis pour répondre à l'objectif de réduction des émissions de polluants du système global. Par exemple, l'utilisation des volumes de stockage en réseau pour soulager la StaRRE doit être mise en balance avec le risque d'augmentation des RUTP.

Le concept de gestion intégrée a fait l'objet de nombreuses études et est généralement bien accepté (Harremoës et Rauch, 1996; Crabtree *et al.*, 1996; Bauwens *et al.*, 1996; Pfister *et al.*, 1998; Meirlaen, 2002). Cependant, de nombreux défis restent à relever pour permettre la mise en œuvre plus large de ces méthodes (Harremoës, 2002; Rauch *et al.*, 2005).

Pour évaluer et comparer différents modes de gestion, des modèles sont généralement utilisés, entraînant des incertitudes à prendre en considération (Wilson, 1987; Reda et Beck, 1997). De nombreuses données de quantité et de qualité des eaux sont nécessaires (Bertrand-Krajewski *et al.*, 1995; Vanrolleghem *et al.*, 1999).

D'autre part, bien que la pluviométrie soit une variable d'entrée importante et relativement facile à mesurer, sa grande variabilité spatiale et inter-événementielle complexifie le choix des variables pour assurer la représentativité de l'événement pluvieux (Rauch *et al.*, 1998; De Toffol *et al.*, 2006). L'utilisation des prévisions météorologiques est une avenue à explorer pour une évaluation des risques (Heinonen *et al.*, 2013; Vezzaro et Grum, 2014).

1.2.4 Réglementation : vers une évaluation intégrée

La nécessité de gérer l'eau en milieu urbain par une approche intégrée est reconnue depuis de nombreuses années (Harremoës *et al.*, 1993; Harremoës et Rauch, 1996). On assiste ainsi à l'émergence d'un intérêt par les acteurs politiques pour la prise en compte du SIAU - structures de collecte et de traitement - comme un ensemble impactant le milieu naturel. Ainsi, en Europe, la directive 2000/60/CE du 23 octobre 2000, appelée Directive Cadre sur l'Eau (DCE) a été adoptée par le Parlement européen. Elle avait pour objectif d'atteindre le "bon état écologique" des milieux aquatiques pour 2015. Pour cela, chaque pays membre a dû recenser ses masses d'eau, établir un bilan relatif à leur état et proposer un plan de gestion adéquat. La Directive impose que ce travail soit fait par district hydrographique dans le but d'aller vers une gestion globale de l'eau (Blösch, 1999). Ce travail de longue haleine a récemment produit son 5^{ème} rapport d'implémentation, adopté le 26/02/2019. Ce rapport relève que malgré que seulement un faible pourcentage (40%) des masses d'eau de surface ont atteint un bon état ou un bon potentiel écologique, il est encourageant de constater que tous les états membres ont approuvé leur Plan de Gestion par Bassin Versant, facilitant ainsi la gouvernance à ce niveau. D'autre part, le développement d'outils, tels que la plateforme WISE (pour Water Information System for Europe), permet aux différentes autorités de partager leurs informations dans un format standardisé, participant ainsi à une meilleure communication entre les différents acteurs.

En France, cette organisation par bassins versants a été adoptée dès la première loi sur l'eau de 1964. Des Agences de l'Eau – établissements publics relevant du Ministère de l'Environnement et du Développement Durable et du Ministère des Finances – avaient alors été créées pour assurer la gestion de l'eau au sein des six bassins hydrographiques identifiés. En matière de frontières, ces organismes sont amenés à travailler avec leurs homologues étrangers au sein de comités internationaux, ce qui peut générer des conflits d'intérêts. Une réflexion sur l'harmonisation des normes est alors requise et pourrait être facilitée par des outils d'évaluation globalisés.

Au Canada, la gestion des eaux usées municipales est une compétence provinciale. Ainsi, au Québec, les normes en matière de traitement et de rejets sont émises par le Ministère de l'Environnement et de la Lutte contre les Changements Climatiques. Cependant, dans un souci d'harmonisation, ces décisions doivent suivre les lignes directrices de la Stratégie pancanadienne sur la gestion des effluents d'eaux usées municipales, approuvée en 2009 par le Conseil Canadien des Ministres de l'Environnement (CCME). Cette stratégie établit des normes minimales de performance pour le traitement des eaux usées et met également l'accent sur l'importance de la réduction de la pollution à la source. La contrainte financière n'est pas oubliée : des plans de subventions sont prévus pour soutenir les investissements des administrations locales, mais il est évident que celles-ci obtiendraient un large bénéfice à commencer par optimiser l'utilisation de leurs infrastructures actuelles (CCME, 2009).

1.2.5 Un SIAU en constante évolution

Les SIAU ont été conçus pour supporter une certaine variabilité des conditions, telles que les variations journalières et saisonnières. D'autres facteurs tels que l'urbanisation croissante, les changements d'habitudes de consommation d'eau de la population, etc. peuvent avoir un impact à plus long terme sur le fonctionnement des SIAU et rendre nécessaire leur adaptation pour maintenir une performance appropriée. Les changements climatiques sont un autre facteur influençant le fonctionnement des SIAU et sont à l'origine d'importantes incertitudes quant aux conditions futures (Willems *et al.*, 2012; Arnbjerg-Nielsen *et al.*, 2013). Pour garder un niveau de service adéquat, ces incertitudes doivent être prises en compte dans l'élaboration des stratégies de gestion. Ainsi, le SIAU devrait être à la fois flexible, en privilégiant une gestion dynamique, et robuste, c'est-à-dire être fiable pour une large gamme de conditions futures possibles (Babovic *et al.*, 2018).

Beeneken *et al.* (2013) soutiennent que l'effort nécessaire à la mise en place de stratégies de contrôle en temps réel (CTR) pour la gestion d'un SIAU est relativement limité et largement compensé par une meilleure efficacité du système, tout en participant à sa flexibilité. D'autre part, dans le contexte des changements climatiques, cette flexibilité aide les stratégies de CTR à rester efficaces (Dirckx *et al.*, 2018).

Avec le développement des technologies de la télécommunication telles que l'Internet des Objets (IdO ou, en anglais, IoT pour Internet of Things), les objets connectés se multiplient et les capteurs de qualité de l'eau ne sont pas en reste (Chen et Han, 2018). Le développement de capteurs relativement peu dispendieux permet d'imaginer des stratégies de contrôle utilisant une distribution spatiale à haute densité de capteurs (Blumensaat *et al.*, 2017), ou encore l'installation de capteurs redondants pour la détection de fautes.

Dans le même ordre d'idées, l'International Water Association (IWA) a récemment publié un rapport sur l'eau numérique (ou *digital water*) renforçant son positionnement d'ouverture aux technologies du numérique pour les questions de gestion de l'eau (Sarni *et al.*, 2019).

1.3 Contrôle en temps réel (CTR)

1.3.1 Généralités

Le domaine du contrôle de procédés s'est développé au cours de la révolution industrielle. Les tâches les plus ennuyeuses et répétitives ont été progressivement confiées à des machines, laissant aux opérateurs humains le temps de se consacrer à des tâches plus créatives. L'*optimisation du contrôle des procédés* s'est développé, avec pour objectifs de maximiser la qualité et la durabilité des productions, de minimiser la consommation d'énergie et du matériel brut utilisé et de maximiser le recyclage et la réutilisation des reliquats (Lipták, 2005).

Au cours du XX^e siècle, les théories de contrôle ont été élaborées, définissant des termes qui seront utilisés par la suite. Ainsi, si on considère une fonction dynamique représentant un contrôleur, sa sortie, appelée *variable contrôlée* est fonction du temps et du signal d'entrée, appelée *variable manipulée* (Lipták, 2005).

On parle de *contrôle en temps réel* (CTR) lorsque le contrôleur est capable de répondre avec une vitesse adaptée à la dynamique du système contrôlé. En matière de gestion des SIAU, la possibilité de disposer en temps réel et en continu de mesures sur les variables de quantité et de qualité des eaux rend le CTR théoriquement possible.

La mise en place d'un système de CTR est généralement coûteuse. Cependant, Beeneken *et al.* (2013) ont montré qu'il peut ne nécessiter que peu de travail supplémentaire par rapport à un mode de gestion plus traditionnel, notamment, lorsque le système de CTR a été intégré dès la conception du SIAU, ou lors d'une modernisation. Il est aussi important que celui-ci fasse partie intégrante des outils de gestion opérationnelle.

1.3.2 Application au drainage urbain

Face à des phénomènes transitoires tels que les événements pluvieux, l'utilisation de méthodes de CTR peut se révéler avantageuse, mais nécessite cependant la disponibilité d'un certain nombre de moyens répertoriés par Schilling *et al.* (1996) :

- des capteurs pour suivre l'évolution du procédé;
- des actionneurs ou régulateurs pour manipuler le procédé;
- des contrôleurs pour commander les actionneurs et amener le procédé à la valeur désirée (consigne); et
- des outils de télécommunication pour transmettre les données entre les capteurs, les actionneurs et les contrôleurs.

La Figure 1.1 représente les interactions entre les différents éléments d'un système de CTR. Ces équipements doivent être robustes, fiables et facile d'entretien, pour fonctionner dans des conditions très contraignantes (Vanrolleghem et Lee, 2003; Schilperoort, 2011; Campisano *et al.*, 2013).

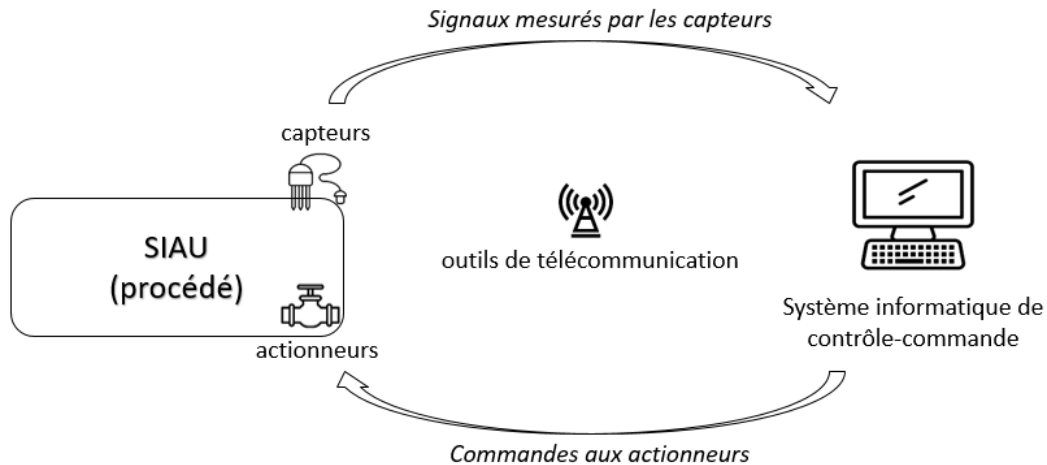


FIGURE 1.1 – Schéma des interactions du procédé à piloter (ici, le SIAU) et du système de CTR-commande (Les icônes proviennent du site internet [The Noun Project](#) : capteur par Adnen Kadri, régulateur par Icon Lauk, antenne de télécommunication par icon 54 and ordinateur par Flatart).

Plusieurs études, s'appuyant sur de nombreuses années d'expérience, ont montré la viabilité économique des méthodes de CTR, qui permettent l'optimisation de l'utilisation des infrastructures existantes, réduisant ainsi la nécessité de nouveaux investissements pour répondre aux normes. De plus, le CTR ajoute de la flexibilité au SIAU, facilitant ainsi son adaptation à d'éventuelles nouvelles contraintes (Colas *et al.*, 2004; Dirckx *et al.*, 2011; Beeneken *et al.*, 2013).

1.3.3 CTR en RE

De nombreuses études ont montré le potentiel du CTR pour réduire les RUTP en optimisant les capacité de transport et de stockage du RE. Schütze *et al.* (2004) ont proposé la méthode PASST (*Planning Aid for Sewer System Real Time Control*) pour déterminer le potentiel d'optimisation d'un système existant. En Allemagne, des lignes directrices pour moderniser les SIAU en intégrant du CTR ont été publiées en 2005 (Schütze *et al.*, 2008). Pour un contrôle quantitatif, les mesures de niveaux d'eau et de débits, typiquement disponibles dans les réseaux, sont généralement considérés comme fiables. Au cours des années, différents systèmes de contrôle de niveaux de complexité variables - contrôle basé sur des règles (*rule-based*), utilisant la logique floue (*fuzzy logic*) ou encore utilisant des prédictions par modèles (*model predictive control*) ont été développés (García *et al.*, 2015; Mollerup *et al.*, 2017). Des implantations opérationnelles à grande échelle ont été réalisées avec succès (Linde-Jensen, 1993; Entem *et al.*, 1998; Duchesne *et al.*, 2004; Pleau *et al.*, 2005). Sur le cas d'étude de Copenhague, Vezzaro et Grum (2014) ont proposé des stratégies de contrôle prenant en compte les prévisions météorologiques avec les incertitudes qui y sont associées.

Concernant la qualité des eaux, des études ont montré le potentiel de l'utilisation de capteurs de qualité en réseau, la plupart avec des capteurs de turbidité. Il existe des études aussi bien en modélisation (Ahyerre *et al.*, 1998; Seggelke *et al.*, 2008; Lacour et Schütze, 2011; Ly *et al.*, 2019) qu'en pratique (Hoppe *et al.*, 2011; Seggelke *et al.*, 2013).

Lacour *et al.* (2011) ont montré l'intérêt d'utiliser la turbidité comme paramètre pour le CTR, avec une réduction de 5 à 50% de la quantité de polluants déversés par un bassin de rétention, par rapport à la situation où le contrôle se faisait uniquement sur le débit. L'intérêt de développer un système de CTR basé sur des données de qualité de l'eau est à la fois écologique, par la réduction des rejets de polluants, et économique, comparé à la construction de nouvelles infrastructures (Risholt *et al.*, 2002; Hoppe *et al.*, 2011).

Cependant, les études pratiques ont montré la nécessité de développer la fiabilité des mesures en continu et de leur transmission, qui sont des axes de recherche en plein développement (Vanrolleghem et Lee, 2003; Alferes *et al.*, 2013b; Campisano *et al.*, 2013).

Comme pour la transition des méthodes de contrôle local (Wilson, 1987) vers les méthodes de contrôle global (Pleau *et al.*, 2005), le développement de connaissances en matière de CTR en réseau amènera à considérer de nouvelles stratégies de contrôle rendues possibles par l'amélioration de la fiabilité des systèmes de télécommunication.

1.3.4 CTR en StaRRE

Au sein des StaRRE, un nombre croissant de contrôleurs est installé, se basant sur des mesures d'oxygène dissous, qui est une mesure standard dans la majorité des StaRRE, et de plus en plus, sur des capteurs de concentrations de nutriments (Niemann et Orth, 2001; Olsson, 2012). La mesure de débits est une pratique standard en StaRRE, et soumise à la réglementation, notamment pour quantifier leur efficacité. Certaines StaRRE prévoient la possibilité de réguler le débit d'entrée en utilisant un BR situé immédiatement à l'amont de la StaRRE (Nyberg *et al.*, 1996). Lessard et Beck (1990) ont évoqué le bénéfice d'ajouter de la flexibilité dans les opérations de la StaRRE, notamment en permettant la dérivation des eaux à différents points du procédé de traitement pour protéger certains équipements.

1.3.5 CTR en milieu récepteur

Dans plusieurs villes d'Europe (Eindhoven, Pays-Bas (Langeveld *et al.*, 2013b); Odense, Danemark (Benedetti *et al.*, 2015); Paris, France (Rocher et Azimi, 2017)), des programmes de surveillance des cours d'eau ont mené au déploiement de systèmes de mesure en ligne de la qualité des eaux. Ces mesures pourraient ainsi être utilisées comme variables de contrôle. L'intervention d'un contrôleur directement sur le milieu récepteur - telle que l'installation d'aérateurs dans les cours d'eau - semble être une solution de dernier recours, notamment à cause de problématiques d'acceptabilité sociale. À Paris, l'installation à certains points stra-

tégiques de la Seine "d'îlots de survie" munis d'aérateurs, pour éviter la mortalité piscicole due au manque d'oxygène dissous, notamment lors des orages violents, était vue comme une solution d'urgence (Krier, 1994). Ces îlots sont néanmoins toujours en fonction aujourd'hui. L'utilisation de telles installations a également été étudiée par la Ville d'Eindhoven (Pays-Bas), Benedetti *et al.* (2013) ayant démontré à l'aide d'un modèle intégré qu'il s'agissait de la meilleure option, ce qui a mené à l'installation des aérateurs à l'été 2019 (Amaral *et al.*, 2019).

1.3.6 CTR sur un SIAU

Le choix des objectifs à atteindre, de même que le choix du système à étudier, sont des enjeux importants pour déterminer les stratégies de contrôle adéquates (Frehmann *et al.*, 2002; Saagi *et al.*, 2018). Il est légitime de se demander si en appliquant un contrôleur sur un sous-système avec des objectifs locaux, l'effet global sur l'ensemble du système sera positif (Lindholm, 1985). En effet, l'amélioration en un point particulier d'un objectif local peut entraîner une dégradation, parfois plus conséquente, ailleurs sur le système.

Ce qui soulève la question : vaut-il mieux privilégier la diminution des déversements unitaires au risque de surcharger les StaRRE et de dégrader leur traitement, ou accepter un certain nombre de déversements pour protéger les StaRRE et assurer un traitement satisfaisant? Considérant ce dernier scénario, un système de contrôle appliqué sur un modèle intégré permettrait d'identifier les parties du milieu récepteur dans lesquelles un déversement serait éventuellement moins dommageable. Une idée similaire a été exploitée par Prat *et al.* (2012) pour un cas d'étude dans lequel deux StaRRE sont reliées par un by-pass, permettant de dériver une partie des eaux du réseau amont vers le réseau aval.

Plusieurs études ont montré l'intérêt d'une approche intégrée pour la gestion du temps de pluie, tandis que les approches traditionnelles (notamment réduire les débordements au niveau local) peuvent avoir un effet négatif sur l'impact global du SIAU sur le milieu récepteur (Crabtree *et al.*, 1996; Fronteau *et al.*, 1996; Schütze *et al.*, 1999; Erbe *et al.*, 2002; Vanrolleghem *et al.*, 2005; Langeveld *et al.*, 2013b). Cependant, l'augmentation de la complexité du système entraîne une plus grande incertitude sur les résultats à prendre en compte lors de l'évaluation de la performance des systèmes de contrôle (Erbe et Schütze, 2005; van Daal *et al.*, 2017)

D'autre part, Blumensaat *et al.* (2009) ont montré que plusieurs règles de gestion, qui individuellement engendreraient un certain effet positif, pouvaient provoquer un effet de moindre importance si elles étaient appliquées en parallèle. Ces règles sont alors qualifiées d'antagonistes et nécessiteraient d'être évaluées par un scénario combiné. D'où l'importance de définir les schémas de contrôle par une approche multi-objective (Schütze *et al.*, 2002), sur lesquels différentes méthodes d'optimisation complexes peuvent être appliquées (Muschalla, 2008; Fu *et al.*, 2010).

1.3.7 Contrôle tolérant aux fautes

Généralités

Dans le domaine du traitement des eaux usées, le contrôle automatique est généralement accepté comme une manière efficace de prendre en charge des débits d'eau et des charges de polluants hautement variables pendant les événements pluvieux (Olsson, 2006). Alors que dans les StaRRE, l'usage de capteurs de qualité de l'eau pour alimenter des stratégies de contrôle automatisé peut être considéré comme l'état de l'art (Harremoës *et al.*, 1993; Vanrolleghem et Lee, 2003), leur utilisation dans les RE est plus récente. La surveillance en ligne et le contrôle des RE sont souvent limités aux données volumétriques, soient des mesures de débits et de hauteurs d'eau (Pleau *et al.*, 2001; Fuchs et Beeneken, 2005).

Grâce au développement de nouvelles technologies de capteurs (Alferes *et al.*, 2013b; Campisano *et al.*, 2013), le contrôle basé sur la qualité des eaux a été étudié. Malgré le fait que des résultats intéressants aient été produits, leur application demeure toujours à l'état de recherche (Hoppe *et al.*, 2011; Seggelke *et al.*, 2013). La principale contrainte à la mise en place opérationnelle vient de la fiabilité des capteurs de qualité de l'eau soumis aux conditions difficiles rencontrées dans les RE, qui crée la méfiance des opérateurs. En effet, un système de contrôle qui utiliserait le signal d'un capteur défaillant pourrait fournir des performances inférieures à celles constatées en l'absence d'un tel système de contrôle.

Dans le contexte des SIAU, les différents contrôleurs locaux sont répartis sur un vaste territoire, ce qui rend la maintenance de routine des capteurs fastidieuse. Par conséquent, les capteurs nécessitant un minimum d'entretien devraient être préférés. Dans le même ordre d'idées, l'utilisation de systèmes de détection automatique de fautes (Alferes *et al.*, 2013b) limite le fardeau d'une évaluation manuelle régulière de la qualité des données. Certains types de défaillances des capteurs nécessitent une intervention des opérateurs, ces capteurs pouvant ainsi rester inopérants pendant une période prolongée. Il est donc nécessaire d'équiper les systèmes de contrôle de méthodes de détection de fautes associées à des stratégies de repli n'utilisant pas le signal du capteur défectueux. Le système peut ainsi continuer à fonctionner malgré un niveau de service moindre, on parle alors de *mode dégradé*.

Un tel système de contrôle est considéré comme tolérant aux fautes et fonctionne souvent avec un contrôle de supervision (Basu, 2017) qui permet de reconfigurer le contrôleur pour s'adapter au nouvel état du système, qui prend en compte l'équipement défectueux (Blanke *et al.*, 1997).

Qualité des données et détection des fautes

L'augmentation de l'instrumentation dans le domaine du drainage urbain a permis à de nombreux gestionnaires d'accumuler un grand nombre de données sur leur système. Une bonne méthode de gestion de ces données est alors nécessaire pour en tirer le maximum d'information utile, notamment en croisant des données traditionnellement traitées séparément (Beltran *et al.*, 2012). Une des faiblesses des capteurs actuels, qui freine la généralisation de leur utilisation, est la nécessité d'un entretien fréquent pour assurer leur fiabilité, impliquant un coût de main d'œuvre élevé. La validation des données, généralement réalisée manuellement à intervalle régulier, est aussi une tâche fastidieuse. La mise en place d'un protocole de validation des données adapté à chaque capteur pour évaluer, et tenter d'améliorer, la qualité des données est un investissement qui s'avère rentable à long terme (Branisavljevic *et al.*, 2010; Alferes *et al.*, 2013b). Évaluer la fiabilité des données utilisées dans le cadre du CTR est fondamentale, puisque celles-ci conditionnent les décisions de gestion. Ciavatta *et al.* (2004) préconisent l'utilisation de plusieurs méthodes indépendantes de détection de fautes pour réduire le risque de l'utilisation de données erronées.

Mode dégradé

Goodwin *et al.* (2015) et Colas *et al.* (2004) relèvent les problématiques de fiabilité et de sécurité qu'il est nécessaire de résoudre avant toute implémentation d'un système de CTR. Pour compenser un dysfonctionnement éventuel des systèmes de mesure en temps réel ou une défaillance mécanique d'un actionneur, des stratégies de repli doivent être prévues. Ainsi, tout système mécanique utilisé de manière opérationnelle est accompagné d'un dispositif de secours - par exemple, l'installation d'une vanne pour réduire les déversements sera accompagnée d'un système d'ouverture de secours en cas de dysfonctionnement pour éviter d'engendrer des inondations. Il s'agit d'une approche *active* de contrôle tolérant aux fautes, nécessitant un outil de détection de fautes (Jiang et Yu, 2012).

Corominas *et al.* (2008) décrivent ce genre d'approche dans le domaine du traitement des eaux usées. Lorsqu'une faute est détectée sur le signal d'un capteur, le contrôleur bascule dans un *mode dégradé*. Ce mode de fonctionnement dégradé est défini par une performance réduite, liée à une configuration sous-optimale du système due à la faute (Zhang *et al.*, 2005). Nagy-Kiss *et al.* (2015) ont montré la possibilité d'appliquer des algorithmes de contrôle tolérant aux fautes sur des actionneurs sur un modèle de StaRRE.

1.4 Modélisation dans le cadre du CTR

La modélisation est une technique communément reconnue et de plus en plus utilisée pour la gestion des SIAU. Les caractéristiques du modèle développé devront être adaptées à l'objectif visé (compréhension, optimisation, aide à la gestion...). Ainsi, pour le développement d'un système de CTR, la simulation d'un grand nombre de scénarios est nécessaire. La rapidité de simulation est donc une contrainte importante. Les modèles à base physique pouvant être relativement complexes et demandant en termes de temps de calcul, l'utilisation de substituts simplifiés de ces modèles peut être une solution adaptée (Meirlaen *et al.*, 2001). Freni *et al.* (2008) ont montré que la simplification des modèles n'avait pas d'impact majeur sur le résultat final pour leur cas d'étude.

Les différentes parties du système de collecte, de stockage et de traitement des eaux usées ont souvent été modélisées séparément. Or dans l'objectif d'optimiser la gestion du système global prenant en compte les interactions entre les sous-systèmes, ces derniers doivent être compatibles et, de préférence, disponibles sur le même support.

Pour ce projet, la plateforme de modélisation WEST[®] (www.mikebydhi.com) a été choisie. Initialement développée pour la partie traitement des eaux usées, elle s'oriente maintenant vers les autres sous-systèmes du drainage urbain et du milieu naturel, avec le développement de modèles de RE et de rivières (Vanhooren *et al.*, 2003).

1.4.1 Modélisation de l'hydraulique dans le RE

L'étude hydraulique des RE a donné lieu à de nombreux modèles présentant différents niveaux de complexité (Marsalek *et al.*, 1993). García *et al.* (2015) distinguent deux types de modèle :

- les modèles servants à simuler le comportement du système ; et
- les modèles servants à développer des stratégies de contrôle du système.

Le premier type de modèles, appelés modèles détaillés, est basé sur les équations de Barré de Saint-Venant représentant les principes physiques de la conservation de la masse et de l'énergie. Ces modèles, utilisés dans des logiciels commerciaux tels que SWMM ou MikeUrban, permettent une représentation de chaque point du système mais nécessitent d'importantes capacités de calcul. Le deuxième type de modèle, appelés modèles simplifiés, regroupent les modèles basés sur des données ("data-driven model") et les modèles conceptuels.

Freni *et al.* (2008) ont montré que dans les cas d'étude où peu de données de terrain sont disponibles - ce qui arrive fréquemment - la fiabilité des modèles détaillés est réduite, ce qui réduit également leur avantage par rapport aux modèles simplifiés.

Ainsi, l'approche de modélisation conceptuelle utilisant des réservoirs en série, moins demandants numériquement que les modèles à base physique (Rauch *et al.*, 2002), a été adoptée

dans cette thèse. En se basant sur les travaux préliminaires de Meirlaen (2002), Solvi (2006) a implémenté le modèle conceptuel KOSIM dans la plateforme de modélisation WEST[®]. Maruéjols *et al.* (2015) ont montré que le modèle KOSIM-WEST permet de produire des résultats équivalents au modèle SWMM. D'autre part, Ledergerber *et al.* (2019b) ont proposé une procédure de développement d'un modèle conceptuel à partir d'un modèle hydraulique détaillé. Cette procédure a été appliquée avec succès sur les RE d'Ottawa, Canada (Pieper, 2017) et de Bordeaux, France (Ledergerber, 2020).

1.4.2 Modélisation de la pollution particulaire

La pollution particulaire présente de nombreuses caractéristiques, changeantes selon les conditions environnementales, ce qui rend sa modélisation complexe (Boller et Blaser, 1998).

Dans le cadre de cette thèse, la pollution particulaire est caractérisée par la méthode Vi-CAs (cf. Section 1.1.1 Pollution particulaire : disponibilité et besoins en données), qui permet de déterminer la Distribution des Vitesses de Chute des Particules (DVCP) de l'échantillon d'eau analysé. L'utilisation de cette méthode de caractérisation pour modéliser le comportement des particules a été développé au cours de nombreux projets au sein de l'équipe modelEAU. Une partie de ces développements est résumée dans l'article intitulé *Using particle settling velocity distribution to better model the fate of stormwater TSS throughout the integrated urban wastewater system* (Tik *et al.*, 2014a). La présente section reproduit une partie de cet article.

Bassin versant et bassin d'orages

Dans un RE séparatif, l'eau de pluie est souvent déversée dans le milieu récepteur sans traitement, même si elle n'est pas exempte de pollution. À certains endroits, des bassins d'orages ont été construits pour atténuer l'impact hydraulique de l'arrivée soudaine de flux liés à des événements pluvieux, ces derniers pouvant causer une augmentation de l'érosion et parfois même des inondations. Même si ces installations n'ont pas été conçues pour le traitement, une amélioration de la qualité de l'eau, due au processus de décantation dans les bassins, a été observée (Carpenter *et al.*, 2013). Le modèle développé par Vallet *et al.* (2014) prend en compte des volumes variés et peut reproduire la décantation et la resuspension grâce à des flux de sédimentation entre les couches et un modèle de mélange pour la resuspension. Le modèle peut reproduire tant la concentration particulaire à la sortie du bassin d'orages qu'à l'intérieur de celui-ci. En effet, l'approche utilisant la DVCP, combinée à la discrétisation de la colonne d'eau en neuf couches, a permis à Vallet *et al.* (2014) de reproduire le gradient de concentration en MeS sur la colonne d'eau.

La qualité des eaux de pluie est généralement modélisée par une phase d'accumulation des polluants sur la surface des bassins versants et une phase de lessivage de ces polluants, puis une phase de transport (Zug *et al.*, 1999; Muschalla *et al.*, 2014). Chacun de ces phénomènes

présente une complexité qui n'est pas encore capturée adéquatement par les modèles existants (Ahyerre *et al.*, 1998; Leutnant *et al.*, 2018).

Gaborit *et al.* (2013) ont démontré que les prévisions de MeS à l'entrée du BR pouvaient être améliorées en appliquant l'approche utilisant la DVCP pour les phénomènes d'accumulation et de lessivage sur un bassin versant. Ils ont observé que des pointes de pluie consécutives ne produisaient pas la même concentration en MeS que les lessivages observés à l'entrée du BR. En utilisant différents taux d'accumulation et de lessivage en fonction des classes de particules (et donc de la vitesse de décantation de ces particules), ils ont pu reproduire les pointes de lessivage des MeS pour des événements pluvieux consécutifs (Figure 1.2).

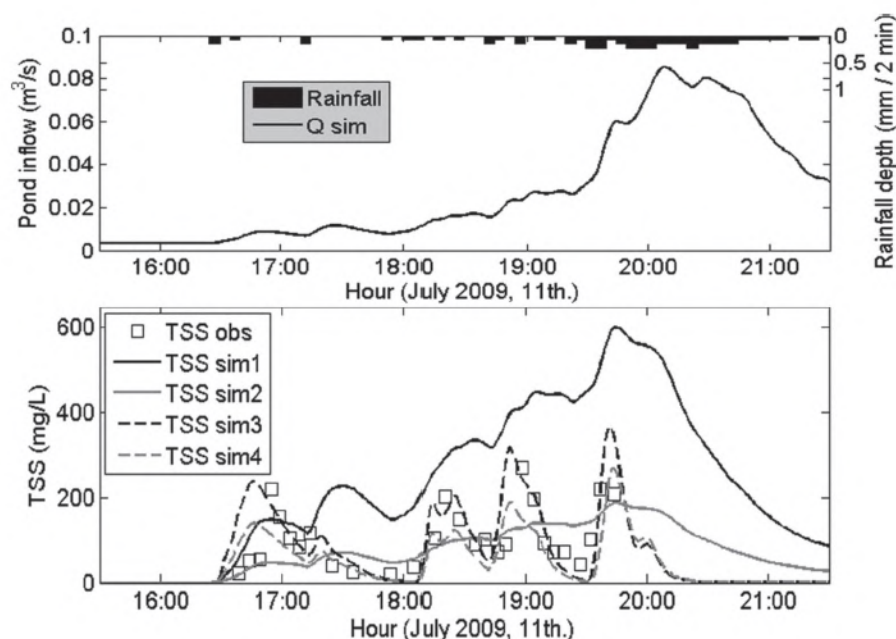


FIGURE 1.2 – Simulation des MeS à l'entrée d'un bassin d'orage, TSS sim1 à sim4 représentent 4 classes de particules ayant des paramètres d'accumulation et de lessivage différents, reproduit de Gaborit *et al.* (2013).

Réseau d'égouts

La modélisation de la qualité des eaux dans les RE est souvent limitée par le manque de données de terrain et le grand nombre de paramètres à prendre en considération, tels que les caractéristiques des particules, la configuration des conduites, etc. (Bertrand-Krajewski *et al.*, 1993; Tränckner *et al.*, 2008; Murali *et al.*, 2019). D'un côté, de nombreux processus se déroulant dans les conduites nécessitent une meilleure description, notamment au niveau des sédiments qui jouent un rôle crucial en terme de polluants (Ashley *et al.*, 1994; Crabtree *et al.*, 1996; Ahyerre *et al.*, 1998). De l'autre, le développement de modèles avancés décrivant en détails différents processus tels que le charriage, la saltation et la remise en suspension

(Murali *et al.*, 2019) nécessite beaucoup de données pour leur calibration et d'importantes capacités de calcul, surtout si des études à long terme sont considérées (Ashley *et al.*, 2004). Un équilibre entre l'échelle de l'étude et le niveau de détails voulu est nécessaire.

Dans le cadre de cette thèse, le modèle proposé par Ledergerber *et al.* (2019c), utilisant la DVCP et un paramètre de remise en suspension des particules dépendant du débit, est utilisé. Il permet de représenter la dynamique des MeS, mesurée en turbidité dans les RE.

Bassin de rétention unitaire

Des BR peuvent être construits pour retenir les eaux de débordement du RE unitaire. De plus, ils peuvent constituer un élément de contrôle intéressant, permettant de réguler l'affluent des StaRRE (Lessard et Beck, 1991). Avec une meilleure compréhension des processus en œuvre lors de l'utilisation des BR, une régulation en terme de qualité des eaux pourrait être envisagée. La DVCP s'est avéré être un paramètre clé à prendre en compte pour modéliser le devenir des MeS lors du stockage de l'eau dans les BR. Peu d'études ont été réalisées au sujet de la caractérisation du processus de décantation dans les BR. Métadier *et al.* (2013) et Maruéjols *et al.* (2013b) ont tous deux souligné leur intérêt pour l'observation du comportement des polluants particuliers dans les BR, dans le but de mieux comprendre et prédire l'enlèvement des MeS dans ces réservoirs.

Le travail de calibration et de validation du modèle de BR de Maruéjols *et al.* (2014) a démontré la supériorité d'un modèle qui considère plusieurs classes de vitesses de décantation de particules plutôt qu'une seule classe avec une vitesse de décantation moyenne. Une caractéristique importante de ce modèle est qu'il peut prendre en compte que la DVCP n'est pas constante, mais repose sur un nombre de facteurs tels que le moment de la journée - des eaux faibles en MeS ont une DVCP différente que les eaux à forte charge en MeS -, des conditions météorologiques sèches ou humides, etc. Ceci améliore grandement l'adaptabilité du modèle pour différents types d'études, tout en limitant le besoin de calibration, puisque les valeurs des paramètres du modèle de DVCP proviennent directement des mesures ViCAs. La performance du modèle a été comparée avec celle d'un modèle de BR préexistant, élaboré par Lessard et Beck (1991), et s'est avérée meilleure grâce à l'approche DVCP. Llopert-Mascaró *et al.* (2015) ont montré par une étude expérimentale utilisant la DVCP qu'il pourrait être intéressant de mettre à profit le processus de décantation au sein des BR pour réduire les déversements de polluants particuliers vers le milieu naturel.

Chapitre 2

Objectifs de la thèse

2.1 Problématiques

2.1.1 Évaluation intégrée

Les infrastructures des SIAU ont souvent été conçues, et sont parfois encore gérées, sans prendre en compte les interactions entre les sous-systèmes que sont le réseau d'égouts, la StaRRE et le milieu récepteur. Or, l'évolution de la réglementation d'un concept traditionnel, qui essaie de limiter les émissions des ouvrages individuellement, à un concept novateur, qui tente d'inclure la qualité du milieu récepteur, confirme la nécessité de considérer le système global (Vanrolleghem *et al.*, 2005; Corominas *et al.*, 2013). Dans ce cadre, le développement d'outils de modélisation intégrée pour l'aide à la décision est une piste de solutions à explorer.

2.1.2 Modélisation de la pollution particulière

En terme de qualité des eaux, l'étude portera sur la concentration en MeS. En effet, cette variable est aussi pertinente au cours du traitement dans les StaRRE qu'en rivière. Au sein des StaRRE, c'est une mesure de laboratoire standard effectuée pour surveiller la performance du traitement de manière opérationnelle (performance de la décantation primaire, colmatage des biofiltres, âge des boues activées, performance énergétique des digesteurs...). De nombreuses données prises sur de longues périodes sont ainsi disponibles. En rivière, il s'agit d'une variable permettant d'évaluer l'impact des rejets sur le milieu récepteur (indicateur de pollution, augmentation de la turbidité, ajout de sédiments liés à une DCO élevée...) (Owens *et al.*, 2005). De plus, des nombreux indicateurs de la qualité des eaux (pathogènes, métaux lourds, micropolluants ainsi qu'une partie des polluants azotés et phosphorés) sont liés aux particules (Vanrolleghem *et al.*, 2018). La concentration en MeS peut donc être utilisée comme indicateur pour évaluer les performances de traitement.

Au niveau de la modélisation des réseaux d'égouts, le développement de modèles fiables décrivant la qualité des eaux a été limité par un manque de connaissances des processus qui s'y déroulent, surtout en ce qui concerne les MeS (Ashley *et al.*, 2005). Bien que le développement de techniques plus fiables de mesure en continu de la qualité des eaux soit assez récent, les données collectées, d'une quantité encore restreinte et dont la qualité reste à évaluer, laissent tout de même présager la possibilité de nouveaux développements dans ce domaine.

2.1.3 Stratégies de contrôle

Les méthodes de CTR ont montré leur potentiel pour répondre à l'évolution de la réglementation à moindre coût (Campisano *et al.*, 2013). Ces méthodes reposent principalement sur l'utilisation de signaux émanant de capteurs connectés à un réseau de communication. L'expérience des opérateurs, appuyée par des études, a montré la nécessité de développer la fiabilité des mesures en continu et de leur transmission (Beltran *et al.*, 2012; Alferes *et al.*, 2013b; Li *et al.*, 2017) pour qu'un système de contrôle puisse opérer de manière adéquate. Tel que mentionné au chapitre précédent, la faillibilité des capteurs et des systèmes de communication rendent donc nécessaire la prise en considération du risque de défaillance et l'évaluation de leurs conséquences. De plus, la prise en compte des incertitudes liées aux prévisions météorologiques reste à développer, notamment pour évaluer le risque d'une prise de décision inadaptée sur la base d'une prévision qui s'avèrera erronée (Vezzaro et Grum, 2014).

Il est en effet légitime de se demander si les stratégies de contrôle en temps réel, dont les avantages théoriques en conditions optimales sont considérables, n'auront pas des conséquences plus dommageables, en cas de défaillance, que les modes de gestion traditionnels. Pour tenter de répondre à cette question, cette thèse s'attelle à effectuer une évaluation comparative des avantages et des risques liés à l'adoption d'une stratégie de gestion innovante dans une situation sous-optimale. Ainsi, des algorithmes de contrôle en temps réel seront confrontés à des fautes communément observées sur le terrain et lorsqu'une faute est détectée, la piste de solution d'un contrôle en mode de gestion dégradée sera évaluée.

2.2 Objectifs

Cette thèse a pour but de présenter le potentiel d'utiliser des mesures en ligne de qualité de l'eau pour améliorer la gestion intégrée des SIAU. Or, le manque de confiance des gestionnaires d'infrastructures envers la fiabilité des instruments de mesures de la qualité des eaux, notamment des intervenants directement responsables des équipements, est l'un des principaux freins à une application plus étendue de ces concepts. Il est donc nécessaire de prendre en compte cet aspect pour proposer des méthodes théoriquement bénéfiques, mais également viables en pratique.

Les objectifs de cette thèse sont donc de :

1. **Développer un modèle du SIAU permettant de simuler la qualité de l'eau, en terme de pollution particulière, des bassins versants jusqu'à la StaRRE.**

Dans ce but, les sous-objectifs sont :

- d'identifier les besoins de modélisation par l'approche de la distribution de la vitesse de chute des particules (DVCP) pour compléter le modèle du SIAU;
 - de collecter les données nécessaires à la calibration de ces modèles; et
 - d'uniformiser et de développer la base de modèles MSL-WEST avec les modèles identifiés en assurant leur compatibilité avec les autres modèles du SIAU.
2. **Développer des stratégies de CTR, basées sur la qualité de l'eau, pour un système intégré d'assainissement urbain, et évaluer les risques liés à leur utilisation en cas de faute sur les capteurs.** Pour répondre à cet objectif, les tâches sont :
 - de développer des contrôleurs basés sur la qualité de l'eau;
 - d'identifier les fautes sur les capteurs de qualité de l'eau et de simuler leurs effets;
 - d'évaluer les impacts des différentes fautes; et
 - d'évaluer la pertinence de stratégies de repli.

Chapitre 3

Matériel et méthodes : description des expérimentations de terrain

3.1 Système à l'étude

3.1.1 Caractéristiques du système

Le système visé par la présente étude est dit « intégré », car il comporte à la fois le système de transport et le système de traitement des eaux usées urbaines. Ainsi, le système intégré est composé de bassins versants, qui génèrent les eaux usées domestiques et le ruissellement en temps de pluie, d'un réseau d'égouts (RE) unitaires, équipé de bassins de rétention (BR), et de la station de récupération des ressources de l'eau (StaRRE), constituée des traitements préliminaires (dessableur), primaires (décanteur primaire physico-chimique facultatif) et secondaire (biofiltration).

Les variables considérées sont les débits d'eau générés et propagés. En terme de polluants, seule la pollution particulaire est considérée dans cette étude, la qualité des eaux étant mesurée par sa concentration de matières en suspension (MeS).

Des données ont été récoltées pour caractériser le système en vue de sa modélisation. Pour cela, des localisations aux caractéristiques différentes ont été sélectionnées dans le système.

La Ville de Québec a fourni les données de pluie et de débits appropriées. Ces paramètres sont mesurés pour la gestion opérationnelle du système. Pour répondre aux obligations légales, des mesures de concentration en MeS sont également disponibles au niveau de la StaRRE. Par contre, aucune mesure de qualité de l'eau n'est disponible pour le réseau. Des campagnes d'échantillonnage intensives ont donc été organisées pour obtenir des données de qualité des eaux plus détaillées.

La Figure 3.1 schématise le système à l'étude et localise les points où ont eu lieu des campagnes d'échantillonnage :

1. le réseau d'égouts unitaires
2. l'entrée du traitement préliminaire
3. l'entrée du traitement primaire
4. la sortie du traitement primaire

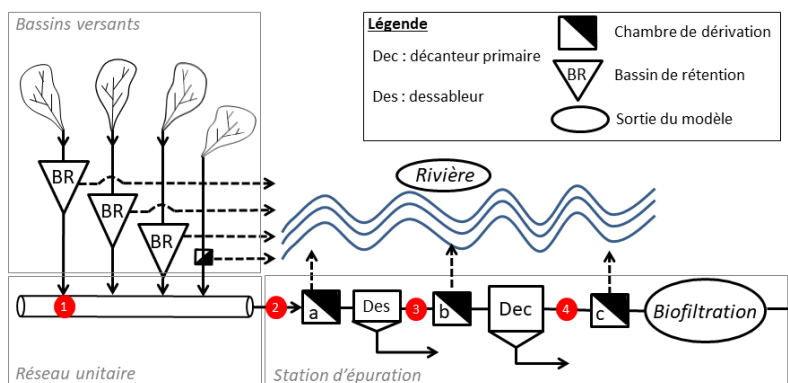


FIGURE 3.1 – Schéma du système étudié et des points d'échantillonnage.

3.1.2 Objectifs des expérimentations de terrain

Modélisation et expérimentation de terrain vont souvent de pair. Elles s'alimentent et s'influencent tout au long de leur développement, leur maturation se faisant de façon concomitante et idéalement itérative.

Lors de la modélisation, on cherche à agglomérer les connaissances théoriques et de terrain pour décrire les phénomènes de manière holistique. Lors des expérimentations de terrain, l'objectif est de se placer dans les conditions les plus connues possibles et de mesurer un certain nombre de paramètres pour comprendre en détail un phénomène particulier. L'exercice consiste donc à analyser les données récoltées pour en retirer des tendances, de s'affranchir du cas particulier et de décrire le phénomène de manière plus général, pour que le modèle soit capable de prédire le comportement du système dans des situations similaires.

Lorsqu'une étude implique à la fois des expérimentations et de la modélisation, il est préférable que les campagnes de mesures expérimentales soient planifiées en fonction des objectifs de modélisation. Mais il arrive aussi que des données soient récoltées dans le cadre d'études connexes. Une des tâches les plus difficiles revient alors à trouver le bon *équilibre* entre les données disponibles et les choix de modélisation nécessaires à l'étude.

Ce chapitre présente les conditions expérimentales dans lesquelles les données de terrain utilisées dans cette étude ont été collectées. Les limitations de ces données sont également discutées.

3.1.3 Limitations

Un modèle tente de représenter une réalité observée lors des expérimentations de terrain. C'est pourquoi ces dernières doivent être aussi représentatives que possible de ce qui se passe dans le système. Ainsi, la localisation du point d'échantillonnage est de la plus grande importance. On évitera au maximum de choisir un endroit qui présente de trop grandes particularités. D'une part, le point d'échantillonnage doit présenter des conditions de mélange adéquates pour que les échantillons soient représentatifs de l'ensemble du flux. D'autre part, il est requis de considérer des critères pratiques : un bon point d'échantillonnage devrait être facilement accessible et sécuritaire. La proximité de commodités telles un accès à l'électricité et à l'eau courante est aussi souhaitable.

Malgré toutes les précautions prises pour obtenir des données représentatives, il est important de noter que cette étude est soumise aux limitations suivantes :

- Les points d'échantillonnage ont été choisis en prenant en compte des critères pratiques d'accessibilité et de sécurité. Les observations réalisées à ces endroits sont supposées être représentatives de leur localisation. Il s'agit ici d'une hypothèse forte, spécifiquement pour le RE pour lequel un seul point d'échantillonnage est considéré.
- La distribution spatiale des pluies est prise en compte en utilisant uniquement deux pluviomètres. La représentation des événements pluvieux très localisés peut s'en trouver diminuée.
- Lors des échantillonnages effectués avec un échantillonneur automatique, la crépine de l'appareil est placée au milieu de la colonne d'eau au point échantillonné. On fait donc l'hypothèse que le mélange est suffisant pour négliger le gradient de concentration vertical. Ceci a pour conséquence que les éventuels particules à très forte vitesse de chute, qui sédimentent vite et qui ne sont pas remises en suspension par les débits considérés, risquent de ne pas être échantillonnées et ne seront donc pas modélisées. Ainsi, les particules qui sont trop lourdes pour être remises en suspension et qui se déplacent par charriage en fond de conduite et celles qui sédimentent et se consolident dans le lit de la conduite ne sont pas considérées dans cette étude, malgré le fait que ces particules peuvent provoquer d'importants incidents opérationnels et nécessiter une intervention telle qu'un curage manuel des ouvrages. Cependant, on notera que les capteurs de turbidité in situ ont été placés, autant que possible, à proximité du lieu d'échantillonnage et à la même hauteur que la crépine de l'échantillonneur dans la colonne d'eau, assurant ainsi une certaine cohérence entre les deux mesures (concentration en MeS et turbidité).

- Les apports en eaux industrielles, notamment celles des usines de production d'eau potable qui déversent des boues d'alun dans le réseau unitaire, n'ont pas été spécifiquement quantifiés. Toutefois, puisque ces apports participent au débit et à la charge globale arrivant à la StaRRE en temps sec, ils sont pris en compte lors de la calibration du modèle à partir des données de terrain.

3.2 Lieu d'expérimentation : Ville de Québec

Cette étude utilise des données expérimentales recueillies sur le territoire de la Ville de Québec (Québec, Canada). L'objectif n'est pas de représenter précisément le cas d'étude, le travail tente plutôt de décrire une réalité raisonnable en accord avec les données de terrain disponibles.

Les caractéristiques du cas d'étude sont présentées ci-après.

3.2.1 Contexte

La Ville de Québec est située à la confluence entre la rivière Saint-Charles et le fleuve Saint-Laurent. Jusqu'à dans les années 1960-1970, et tel qu'il était d'usage à l'époque, la rivière Saint-Charles a servi "d'égout à ciel ouvert". En effet, l'objectif de l'assainissement étant principalement d'évacuer les eaux usées des lieux habités, les réseaux d'égouts étaient tels qu'ils permettaient de nombreux et fréquents débordements dans la rivière. Dans les années 1990, la Ville de Québec a créé un programme de renaturalisation de la rivière Saint-Charles et de construction de BR pour réduire les déversements des réseaux unitaires ([Rapport des commissaires, 1996](#)). Ces mesures ont permis une amélioration notable de la qualité des eaux de la rivière Saint-Charles, en diminuant grandement les déversements de réseaux unitaires en temps de pluie ([Fradet *et al.*, 2011](#)).

3.2.2 Caractéristiques du cas d'étude

La Ville de Québec dispose de deux réseaux d'assainissement distincts (appelés Est et Ouest). Chaque réseau est relié à une StaRRE qui rejette les eaux traitées au milieu du fleuve Saint-Laurent par l'intermédiaire d'une conduite enterrée menant à un diffuseur (Figure 3.2). Les données utilisées pour cette étude ont été recueillies sur une partie du réseau et de la StaRRE nommés 'Est' (en vert sur la Figure 3.2).

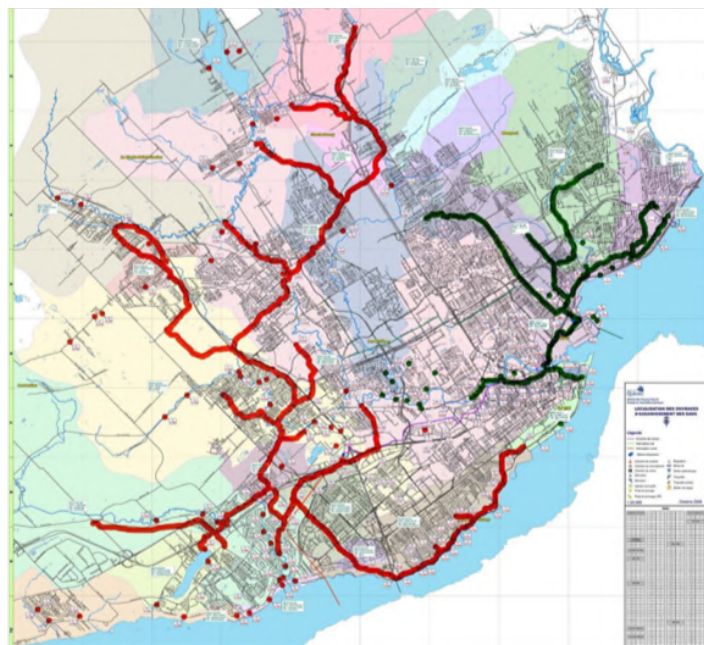


FIGURE 3.2 – Schéma des collecteurs principaux de la Ville de Québec (Québec, Canada). En rouge et vert, les réseaux d’égouts nommés respectivement Ouest et Est.

En temps de pluie, la qualité de l’eau de la rivière Saint-Charles pouvait être fortement influencée par des déversements du RE unitaire. En effet, environ une cinquantaine de déversements se produisaient par saison estivale avant la mise en place de mesures pour récupérer l’usage des cours d’eau urbains. Dans les années 2000, à la suite d’une étude prospective sur la mise en place de stockage en réseau équipé d’un système de CTR, une dizaine de BR ont été construits, totalisant une capacité de stockage de plus de 100 000 m^3 (Pleau *et al.*, 2001). Depuis 2010, la Ville de Québec dispose de 14 BR pour un volume total de stockage de 121 000 m^3 .

Réglementation

La Ville de Québec est soumise à des normes de rejets établies par le Ministère de l’Environnement et de la Lutte contre les Changements Climatiques (MELCC).

L’affluent et l’effluent des StaRRE doivent être échantillonnés en suivant un cahier des charges précis édité par le MELCC (MELCC, 2015). La Ville de Québec effectue ainsi un échantillonnage quotidien composite basé sur les débits. Ces échantillons sont analysés par un laboratoire certifié.

Les StaRRE sont soumises à des limites de rejets hebdomadaires et annuels en MeS et en DBO₅. Si ces limites ne sont pas respectées, le traitement doit tout de même respecter un rendement minimal calculé à partir de l’échantillonnage quotidien. En période estivale, une désinfection est nécessaire pour respecter la limite en coliformes fécaux (Tableau 3.1).

TABLEAU 3.1 – Limites de rejets des StaRRE de la Ville de Québec.

Paramètres	Période	Moyenne	kg/j	mg/L	Rendement
DBO ₅	Toute l'année	Hebdomadaire	9240	40	70 %
		Période 1 an	5775	25	80 %
MES	Toute l'année	Hebdomadaire	6930	30	75 %
		Période 1 an	4620	20	85 %
Coliformes fécaux	01-06 au 30-09	Hebdomadaire	Moyenne géométrique 20000 org./100 ml.		

Le MELCC a également produit un guide de gestion des eaux pluviales, qui encourage les méthodes favorisant l'infiltration des premiers millimètres de pluie et la séparation des réseaux sanitaires et pluviaux. La problématique des déversements des réseaux unitaires en temps de pluie y est abordée et des méthodes de contrôle et de suivi sont préconisées. De plus, les nouveaux développements ne doivent pas augmenter la fréquence des déversements des réseaux au milieu naturel (MELCC, 2014). C'est pourquoi il est important d'optimiser la gestion des infrastructures existantes.

Pour le RE Est de la Ville de Québec, qui est majoritairement de type unitaire, et dont les déversements se font dans la rivière Saint-Charles, un maximum de 4 événements de déversement par structure et par période estivale (du 1^{er} juin au 30 septembre) est permis. D'un point de vu légal, seul le nombre de déversements (par période de 24h) doit être comptabilisé. Ni le volume ni la charge de polluants déversés n'ont à être mesurés. Ces derniers sont pourtant indispensables pour évaluer l'impact des déversements sur le milieu naturel. C'est pourquoi cette étude propose une méthodologie pour les quantifier et les minimiser.

3.3 Localisation détaillée des points d'échantillonnage

Pour caractériser le système, quatre points d'échantillonnage aux caractéristiques différentes (Figure 3.1) ont été considérés, soient :

1. le RE unitaire
2. l'entrée du traitement préliminaire
3. l'entrée du traitement primaire
4. la sortie du traitement primaire

Les trois derniers points se trouvent dans l'enceinte de la StaRRE.

3.3.1 Réseau d'égouts unitaire

Pour caractériser le RE unitaire (point 1), le site d'expérimentation situé à l'exutoire du bassin versant urbain de Saint-Sacrement a été choisi (en bas à gauche sur la Figure 3.3).

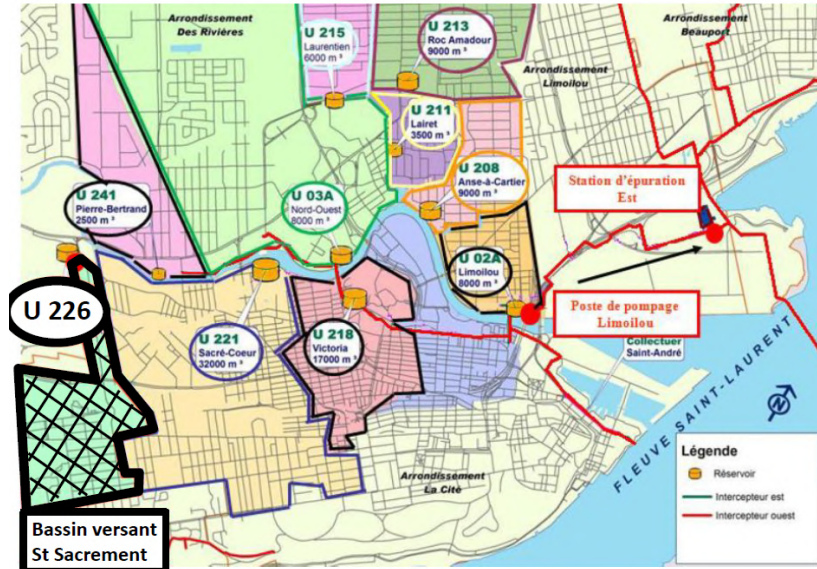


FIGURE 3.3 – Schéma des bassins versants du réseau Est de la Ville de Québec et localisation du bassin versant de Saint-Sacrement (tiré de Maruéjols (2012)).

Le choix de ce site est principalement basé sur son accessibilité et sur la bonne connaissance des lieux au sein de l'équipe modelEAU puisque Maruéjols (2012) y a mené les expérimentations menant au développement du modèle de BR unitaire avec vidange par pompage qui est également utilisé dans cette étude. De plus, ce point du réseau dispose d'une chambre de contrôle qui abrite toutes les commodités (électricité, eau courante) facilitant le travail de terrain.

D'autre part, le bassin versant de Saint-Sacrement, décrit en détail dans la thèse de Maruéjols (2012), présente une occupation des sols principalement résidentielle (41%) avec un taux d'imperméabilité de 51%. Son RE est principalement gravitaire, ce qui le rend similaire à la plupart des bassins versants de la Ville de Québec. Nous considérerons donc dans cette étude qu'il est représentatif des autres bassins versants du réseau.

Le point de mesure et d'échantillonnage est situé dans la conduite d'égout au niveau du déversoir vers le BR de Saint-Sacrement. Cette localisation permet de mesurer aussi bien les flux de temps sec que de temps de pluie. L'accès à ce point est situé à l'intérieur d'une chambre de contrôle. Un échantillonneur automatique ainsi qu'une station de mesure de la qualité de l'eau RSM30 (Primodal, Hamilton, ON, Canada) ont été installés sur un support relié à un système de poulies facilitant la mise à l'eau des capteurs et leur retrait pour entretien (Figure 3.4). Un nettoyage automatique des capteurs par insufflation d'air comprimé a été installé, système recommandé pour ce genre d'installation.



FIGURE 3.4 – Chambre de contrôle du BR de Saint-Sacrement (à gauche) et localisation où l'échantillonneur et les capteurs ont été installés (à droite).

3.3.2 Station de récupération des ressources de l'eau (StaRRE)

Au niveau de la StaRRE, les expérimentations ont eu lieu à l'entrée des dessableurs (point 2), à l'entrée des décanteurs primaires (point 3) et à la sortie des décanteurs primaires (point 4) (Figure 3.5). Des échantillonneurs automatiques ont été installés à chaque point. Des stations de mesure en ligne de la qualité de l'eau RSM30 (Primodal, Hamilton, ON, Canada) ont été installées aux points 2 et 3. Un turbidimètre géré par les Services de traitement des eaux usées de la Ville de Québec est installé au point 4.

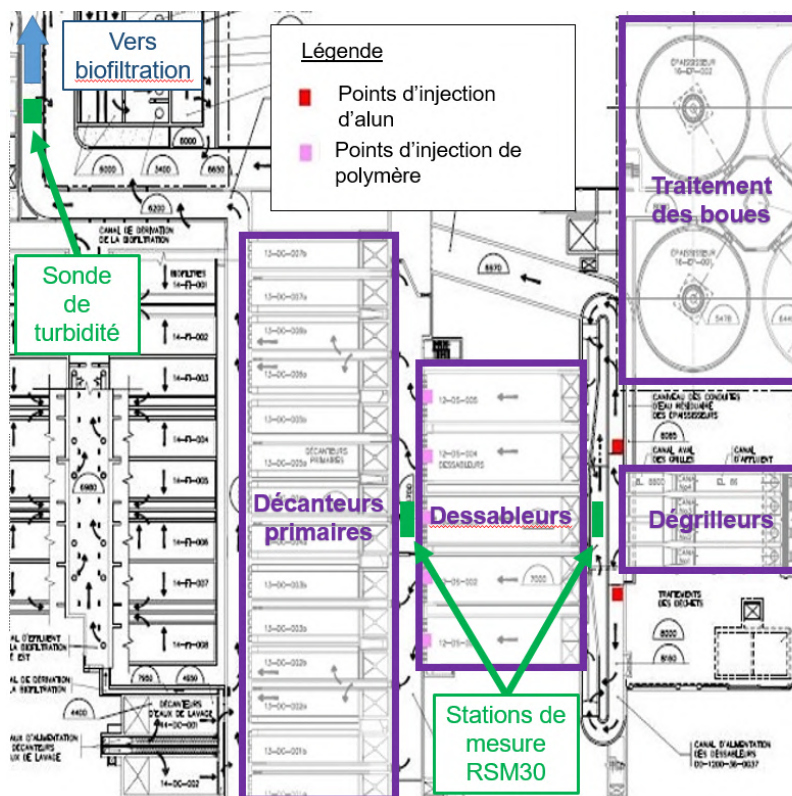


FIGURE 3.5 – Localisation des points d'échantillonnage dans la StaRRE.

Pour le point 2, représentant l'entrée des dessableurs, les équipements ont été installés en face du dessableur n°3, qui est l'unité de dessablage central (Figure 3.5). Des tests ont montré qu'une légère différence était observable sur différents points du canal en épingle. Cependant, pour les besoins de cette étude, le point central a été jugé suffisamment représentatif.

Pour les points 3 et 4, à l'entrée et à la sortie des décanteurs primaires, l'échantillonnage est effectué à proximité du point utilisé par la Ville de Québec pour ses besoins opérationnels.

3.4 Paramètres d'intérêt

Conformément aux objectifs de l'étude, outre les mesures quantitatives de débits, les campagnes de mesure de terrain se sont concentrées à comprendre le comportement de la pollution particulaire.

3.4.1 Pluviométrie

Les données de pluie proviennent de pluviomètres à auget basculant de la compagnie Genec Inc. (Figure 3.6) opérés par la Ville de Québec. Les pluviomètres sont constitués d'un réceptacle circulaire de 200 mm de diamètre. Le basculement de l'auget a lieu à chaque 0.5 mL d'eau récupérée dans une gamme de mesure allant jusqu'à 150 mL/h. La précision de la mesure est de 2% pour une intensité de 100 mL/h.

Les données utilisées dans cette étude sont fournies par la Ville de Québec en mL/5 min.



FIGURE 3.6 – Pluviomètre à auget basculant (photo courtoisie de Yves Lanthier de la Ville de Québec)

3.4.2 Débits

Les débits utilisés dans cette étude ont été mesurés par la Ville de Québec et nous ont été fournis au pas de temps de 3 à 5 minutes. Dans le réseau, des limnimètres sont installés à proximité des ouvrages, notamment des BR. Ces limnimètres sont équipés de sondes de type sonar permettant de mesurer des hauteurs d'eau, à partir desquelles des débits sont calculés. Toutefois, dues aux conditions opératoires difficiles, [Hafhouf \(2019\)](#) a montré que les mesures de débits au niveau de la chambre de contrôle de Saint-Sacrement pouvaient être erronées, et qu'une validation des données était nécessaire avant leur utilisation.

Au niveau de la StaRRE, différentes mesures de débits sont effectuées :

- À l'entrée des dégrilleurs, l'affluent passe à travers des plaques à orifices où une mesure de hauteur d'eau permet de calculer le débit entrant dans la StaRRE.
- À l'entrée des décanteurs primaires, trois mesures de hauteurs d'eau utilisant un système bulle-à-bulle sont disposées le long du canal d'alimentation des décanteurs primaires. Lorsque tous les décanteurs fonctionnent normalement, la valeur moyenne de ces trois signaux est utilisée pour calculer le débit en ce point. Lorsqu'une intervention a lieu sur une unité de traitement (par exemple, décolmatage d'un décanteur ou vidange pour entretien annuel), la mesure de niveau à proximité de l'ouvrage est retirée pour le calcul du débit.
- Les débits de boues soutirées des dessableurs et des décanteurs primaires sont mesurés par des débitmètres électromagnétiques installés directement sur les conduites de soutirage des boues.
- À la sortie des décanteurs primaires, l'eau est amenée vers les biofiltres par des vis d'Archimède. Le débit est calculé en fonction de la hauteur d'eau mesurée au bas des vis et du nombre de vis d'Archimède en fonction.

La réglementation prévoit une vérification annuelle des instruments de mesure de débits, lors de laquelle ils doivent présenter une marge d'erreur inférieure à 15% de la valeur réelle ([MELCC, 2015](#)). Pour cette étude, aucune incertitude sur les mesures de débits n'a été considérée. Après un rapprochement des données pour écarter les données aberrantes, notamment lorsqu'un capteur fait défaut, les données de débit validées ont été utilisées pour la modélisation.

3.4.3 Pollution particulière

La pollution particulière des eaux résiduaires urbaines est habituellement quantifiée par sa concentration en MeS, mesurée en laboratoire sur des échantillons d'eau prélevés de manière à être représentatifs du point que l'on souhaite caractériser. Cette méthode, utilisée comme référence, présente deux principaux inconvénients :

- L'analyse en laboratoire nécessite un certain nombre de manipulations. Le résultat ne peut donc être obtenu que plusieurs heures après la prise d'échantillon, ce qui allonge le délai d'action si on souhaite l'utiliser comme variable de contrôle.
- Chaque mesure nécessite un investissement de temps important. Pour des questions pratiques, il est difficile d'obtenir une fréquence de mesure élevée. Le risque est donc de manquer des pointes de pollution, ou de les moyenner (dans le cas d'un échantillonnage composite à haute fréquence).

Pour pallier ces inconvénients, cette étude utilise un capteur de turbidité comme substitut pour évaluer la concentration en MeS des eaux. En effet, des études ont montré qu'une corrélation acceptable peut être obtenue entre les deux variables, qui présentent des dynamiques similaires (Lemieux et Lessard, 1993; Aumond et Joannis, 2006; Bertrand-Krajewski *et al.*, 2008; Ruban *et al.*, 2008; Hannouche *et al.*, 2017).

Bertrand-Krajewski (2004) montre ainsi qu'une conversion entre la turbidité d'une eau et sa concentration en MeS, prenant en compte les incertitudes sur les deux mesures, est possible dans des conditions expérimentales précises. La relation MeS-turbidité est alors spécifique au site d'expérimentation et au capteur utilisé.

Méthode de référence : Analyse en laboratoire des MeS

Selon la réglementation, le suivi de la qualité des eaux doit être effectué sur des échantillons prélevés à une fréquence définie selon la capacité de l'ouvrage de traitement et les échantillons doivent être analysés dans un laboratoire suivant des méthodes certifiées (MELCC, 2015). Ainsi la Ville de Québec effectue un échantillonnage composite, dépendant du débit, sur une durée de 24h, donnant des concentrations moyennes journalières à différents points de sa filière de traitement, notamment à l'entrée et à la sortie des décanteurs primaires (les points 3 et 4 identifiés précédemment).

Pour cette étude, les mesures de concentration en MeS ont été effectuées en adéquation avec un protocole interne de l'Université Laval (SOP-005-TSS) qui suit les recommandations de l'*American Public Health Association* (APHA *et al.*, 2005). Les analyses de MeS sont habituellement (sauf exception, lorsque les contraintes matérielles ou de temps ne le permettaient pas) effectuées en triple pour réduire le risque d'erreur expérimentale. Si une des trois mesures n'est pas du même ordre de grandeur que les deux autres, elle est retirée, la moyenne des valeurs restantes est alors utilisée comme la concentration en MeS de l'échantillon.

Échantillonnage. L'échantillonnage est soit effectué manuellement à l'aide d'une perche ou de manière automatisée. Pour des considérations pratiques, l'installation d'échantillonneurs automatiques est privilégiée lorsque la campagne d'échantillonnage s'étire sur de longues périodes. Les échantillonneurs automatiques permettent d'effectuer, à des instants prédéterminés, les prélèvements grâce à leur pompe péristaltique programmable et peuvent

contenir jusqu'à 24 échantillons d'un litre dans un milieu réfrigéré (Figure 3.7). La crépine d'échantillonnage est placée à une hauteur correspondant au milieu de la colonne d'eau lorsque le débit est minimal.



FIGURE 3.7 – Échantillonneur automatique réfrigéré de type SIGMA SD 900, installé à l'entrée des décanteurs primaires à la StaRRE Est de la Ville de Québec.

Pour bien représenter la dynamique du système étudié, un équilibre doit être établi entre la fréquence d'échantillonnage et le nombre d'échantillons prélevés selon la capacité d'analyse en laboratoire. Les échantillons sont analysés dès que possible. Ils sont parfois conservés à 4°C pour un maximum de 24h.

On distingue deux types d'échantillonnage :

- l'échantillonnage ponctuel ("grab"), au cours duquel l'eau à analyser est prélevée sur un court laps de temps ; et
- l'échantillonnage composite, qui consiste à mélanger plusieurs échantillons ponctuels dans la même bouteille.

Conception expérimentale. La fréquence d'échantillonnage est souvent déterminée par la dynamique des variations du système, elle peut être déterminée de manière proportionnelle au débit ou au temps. L'échantillonnage doit être réalisé à une fréquence suffisamment élevée pour garantir l'observation d'éventuelles pointes de pollution. Un *équilibre* doit donc être trouvé entre le nombre d'échantillons nécessaire pour caractériser un événement et la capacité d'effectuer les analyses dans un délai acceptable.

L'échantillonnage ponctuel est considéré comme le plus représentatif du moment d'échantillonnage. Cependant, ce type d'échantillonnage risque de générer un grand nombre d'échantillons individuels, qui nécessiteront un temps d'analyse plus grand que celui nécessaire à l'analyse d'un échantillon composite prélevé à la même fréquence. Conséquemment, l'échan-

tillonnage composite permet de conserver la fréquence d'échantillonnage désirée tout en réduisant le nombre d'échantillons à analyser et donc éventuellement d'allonger la durée de la campagne d'échantillonnage. Cependant, les variations des paramètres considérés seront moyennés sur la durée de la prise d'échantillon pour former le composite. Le choix de la méthode d'échantillonnage est fait en fonction des objectifs de chaque campagne d'échantillonnage, selon les informations que l'on souhaite recueillir.

Méthode alternative : mesure de la turbidité

La turbidité, mesurée en UTN (Unité de Turbidité Néphélométrique), d'une eau est la caractéristique optique qui détermine sa capacité à diffuser la lumière. Dans les eaux résiduaire urbaines, les particules en suspension peuvent absorber et réfléchir la lumière et donc altérer la diffusion de la lumière par rapport à une eau claire. Ces particules en suspension influenceront la turbidité de l'eau.

En laboratoire. Un turbidimètre 2100N de Hach® (Figure 3.8) a été utilisé pour les mesures de turbidité lors des jar-tests (cf. Section 3.6.2). Il s'agit d'un appareil de laboratoire muni d'un réceptacle dans lequel on place une fiole en verre contenant l'échantillon que l'on veut analyser. Sa précision est de $\pm 2\%$ pour des valeurs de turbidité entre 0,01 et 1 000 UTN. L'échantillon est homogénéisé par agitation avant son insertion dans l'appareil. Cependant, puisque la prise de mesure peut prendre jusqu'à 40 secondes, la mesure de turbidité peut être faussée par la décantation rapide de certaines particules.



FIGURE 3.8 – Turbidimètre de laboratoire 2100N de Hach® (Loveland, CO, USA).

In situ. Des capteurs en ligne utilisant le principe néphélométrique ont été utilisés (cf. Section 3.5.1 Station de mesure in situ). Ces capteurs permettent d'obtenir une valeur de turbidité en UTN, cette valeur est ensuite convertie en concentration de MeS à l'aide d'une corrélation établie à partir de mesures de concentration de MeS effectuées en laboratoire. Ces corrélations sont spécifiques au point d'échantillonnage et aux capteurs utilisés.

Le capteur de turbidité installé à la sortie des décanteurs primaires est utilisé de manière opérationnelle par la Ville de Québec. Pour faciliter l'interprétation des mesures, la fonction interne du capteur permettant d'utiliser une corrélation entre la turbidité et la concentration en MeS a été activée. Les valeurs mesurées par le capteur sont ainsi directement traduites et affichées en mg/L de MeS.

3.5 Dynamique de la pollution particulaire

Cette étude nécessite de comprendre les variations dynamiques du système à l'échelle d'un évènement pluvieux. Le temps de concentration du bassin versant de Saint-Sacrement est de l'ordre de 26 min (Wipliez, 2011). Il est donc nécessaire d'avoir une fréquence d'échantillonnage de cet ordre de grandeur. Pour respecter un *équilibre* entre l'information nécessaire (haute fréquence) et le coût (basse fréquence), des échantillons sont prélevés aux 5 min pour former un composite aux 15 min. Les pluies sont également mesurées par la Ville de Québec au pas de temps de 5 min.

Pour le suivi opérationnel de ses StaRRE, la Ville de Québec effectue des échantillonnages, composites sur 24h, proportionnels au débit et effectués par des échantillonneurs automatiques à différents points de sa filière de traitement. Les échantillons quotidiens sont envoyés à un laboratoire certifié pour effectuer les analyses nécessaires aux besoins opérationnels de la StaRRE. La concentration de MeS fait partie des données analysées.

Ces données fournissent une précieuse information sur le fonctionnement global de la StaRRE, mais ne sont pas suffisantes pour en comprendre la dynamique journalière.

3.5.1 Station de mesure in situ

Des stations de mesure RSM30 (Primodal, Hamilton, ON, Canada) ont été installées et équipées de capteurs permettant de mesurer la qualité des eaux, dont la turbidité (Figure 3.9).



FIGURE 3.9 – Station de mesure RSM30 de Primodal.

Turbidité

Deux types de capteurs ont été utilisés :

- Solitax[®] (Hach, Loveland, CO, USA), équipé d'un essuie-glace, permettant un nettoyage physique automatique à haute fréquence (Figure 3.10, Hach (2015)).
- Visoturb[®] 700 IQ de la compagnie WTW, utilisant un système de nettoyage à ultrason (Figure 3.11).

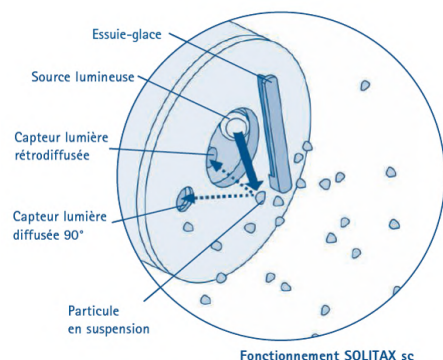


FIGURE 3.10 – Schéma de l'optique d'un capteur de turbidité Solitax[®]

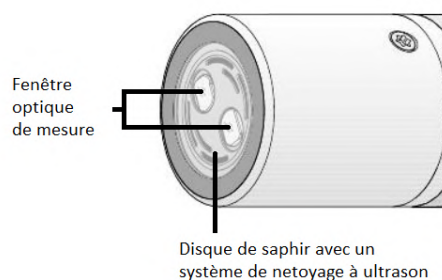


FIGURE 3.11 – Schéma de l'optique d'un capteur de turbidité Visioturb[®]

Un étalonnage des turbidimètres est effectué avec des solutions étalons de formazine à 200 et 800 UTN et des campagnes de mesure avec échantillonnages ponctuels ont été menées pour établir les courbes d'étalonnage et permettre une conversion UTN-mg/L en MeS.

Les caractéristiques des capteurs sont présentées dans les Tableaux 3.2 et 3.3.

TABLEAU 3.2 – Caractéristiques du capteur de turbidité Solitax® (Hach, 2015)

Méthode de mesure	Mesure basée sur l'absorption et le rayonnement infrarouge double pour la mesure de turbidité indépendamment de la coloration. Mesure de turbidité selon la norme allemande DIN EN 27027 / Mesure de MeS, équivalent DIN 38414
Plages de mesure	Turbidité : 0,001...4000 FNU MeS : 0,001 – 50 g/l
Reproductibilité	Turbidité < 1% MeS < 3%
Exactitude de mesure	Turbidité atteignant 1000 FNU/UTN : sans étalonnage < 5% de la mesure $\pm$ 0,01 FNU/UTN avec étalonnage < 1% de la mesure $\pm$ 0,01 FNU/UTN

TABLEAU 3.3 – Caractéristiques du capteur de turbidité Visioturb® 700 IQ

Méthode de mesure	Le VisoTurb® utilise le principe de la néphélométrie. La lumière diffusée à un angle de 90 degrés est mesurée. Conformément aux normes EN 27027 et ISO 7027, une lumière infrarouge de longueur d'onde 860 nm est utilisée. Cette longueur d'onde étant hors de la plage du visible, la coloration de l'échantillon n'affecte pas les mesures.
Plages de mesure	Turbidité : 0,05...4000 FNU
Répétabilité	< 0,015 % ou minimum 0,006 FNU

Remarque sur les avantages et inconvénients de chaque capteur.

On notera que le capteur Visoturb® 700 IQ, installé à la sortie des dessableurs, présentait un encrassement plus rapide que celui installé à l'entrée des dessableurs. Une hypothèse est que l'abrasion due à la présence de sable à l'entrée des dessableurs freinait probablement la création d'un biofilm sur la lentille, par rapport au capteur situé à la sortie des dessableurs. D'autre part, le capteur Solitax® installé à la sortie des dessableurs présentait également un encrassement moindre, grâce probablement au nettoyage mécanique de l'essuie-glace. Par contre, l'essuie-glace peut constituer un inconvénient dans un milieu où la présence de gros débris est fréquente, le balais retenant ces débris devant la lentille.

Un capteur spectro:lyser™ (S::CAN, Vienne, Autriche) a également été installé dans le réseau unitaire. Malgré un nettoyage automatique à air comprimé à haute fréquence, il n'a pas été possible d'obtenir un signal exploitable. Il est probable que la largeur de cellule utilisée n'ait pas été adaptée aux conditions. D'autre part, il était fréquent que des débris/papiers empêchaient un accès convenable à la cellule de mesure (Figure 3.12)



(a) Capteur à l'installation

(b) Capteur avant nettoyage

FIGURE 3.12 – Capteur spectro::lyser™ installé dans le RE.

Installation des capteurs

Plusieurs critères doivent être pris en compte pour l'installation des capteurs. Tout d'abord, le lieu d'échantillonnage est souvent déterminé par des critères pratiques (disponibilité d'un point d'accès sécuritaire au système, présence d'électricité, éventuellement d'eau courante). On cherche de plus à placer les capteurs à un endroit représentatif du point que l'on souhaite étudier, et permettant d'y effectuer un échantillonnage automatique et/ou manuel pour la validation des capteurs. Dans les emplacements où le niveau d'eau présente de grandes variations, notamment dans le RE, on s'assure que les capteurs restent submergés en tout temps. Ils sont généralement placés vers le milieu de la colonne d'eau moyenne en temps sec.

Les expériences de terrain mènent à la recommandation de fixer les capteurs sur un support amovible aisément manipulable pour faciliter leur vérification et leur maintenance et pour éviter les risques d'accident. L'utilisation d'un treuil fixe (Figure 3.13a) a facilité les opérations d'entretien, tandis que le support à capteurs amovible, actionné par un monte-charge (Figure 3.13b), a considérablement augmenté le temps nécessaire à la maintenance hebdomadaire des capteurs. Dans le cas du treuil, une période de 15-20 min était habituellement suffisante pour le nettoyage des capteurs (du retrait des capteurs à leur remise à l'eau), tandis que 45 min étaient nécessaires dans le cas du monte-charge. Ces considérations ne sont pas anodines, plus particulièrement pour la pérennité de l'installation et l'acceptabilité de la charge de travail supplémentaire pour les opérateurs.



(a) Support à capteurs installé sur un treuil



(b) Support à capteurs relié à un monte charge

FIGURE 3.13 – Comparaison de deux installations de supports à capteurs.

3.5.2 Campagne d'échantillonnage traditionnelle

Des campagnes de mesure traditionnelles, mettant en œuvre des échantillonneurs automatiques (cf. Section 3.4.3) et des analyses de MeS en laboratoire (cf. Section 3.4.3), ont été réalisées.

Ces campagnes avaient pour but de :

1. valider les résultats des capteurs de turbidité.
2. caractériser le comportement des dessableurs et des décanteurs primaires de la StaRRE Est de la Ville de Québec.

Les campagnes se sont généralement déroulées sur 24h, pour capturer les variations dynamiques journalières de la pollution particulaire. La mobilisation de nombreux stagiaires était nécessaire sur plusieurs journées, de la préparation de l'équipement à l'analyse des échantillons. Les délais à respecter entre l'échantillonnage et l'analyse des échantillons ont été un défi logistique de taille.

Le déroulement d'une campagne d'échantillonnage typique comprend :

- le nettoyage et la calibration des capteurs
- la préparation des bouteilles et la programmation des échantillonneurs
- la récolte des échantillons, leur transport et conservation en chambre froide (si nécessaire)
- l'analyse des échantillons

Le nombre d'échantillons prélevés et analysés a été établi en cherchant un *équilibre* entre le niveau de détail nécessaire pour capturer la dynamique journalière du système et le personnel disponible pour mettre en œuvre la campagne.

Pour l'objectif 1, des échantillons ponctuels ("grab") (cf. Section 3.4.3) ont été prélevés toutes les heures aux points d'échantillonnage 1, 2 et 3 (cf. Section 3.3 Localisation détaillée des

points d'échantillonnage). De retour au laboratoire, une sélection visuelle de 10 échantillons sur les 24 prélevés à chacun des trois points d'échantillonnage a été réalisée. Les 30 échantillons ont été analysés pour différents paramètres, dont les MeS. Les analyses ont été effectuées en triplicata.

Pour l'objectif 2, une représentation détaillée de la dynamique journalière était nécessaire. Des échantillons de 60 mL ont été prélevés toutes les 6 min et assemblés en un échantillon composite sur 1h. L'échantillonnage a eu lieu aux points d'échantillonnage 2, 3 et 4 du système (cf. Section 3.3 Localisation détaillée des points d'échantillonnage). Les 72 échantillons ont été analysés pour déterminer leur concentration en MeS. Une seule analyse de MeS par échantillon a été effectuée.

3.6 Caractérisation de la pollution particulaire

La pollution particulaire que l'on retrouve dans les réseaux d'égouts unitaire provient majoritairement de deux sources : les eaux usées sanitaires et les eaux issues du ruissellement en temps de pluie. La génération de la pollution particulaire au niveau du bassin versant dépend de nombreux facteurs, ce qui la rend particulièrement difficile à prédire (Gaborit *et al.*, 2013).

La teneur en pollution particulaire d'une eau est mesurée à partir de sa concentration en MeS. Cependant, cette donnée n'est pas suffisante pour comprendre et prédire son comportement. De sa génération à son cheminement dans les réseaux d'égouts jusqu'à son traitement à la StaRRE et finalement son retour au milieu récepteur, la pollution particulaire subit de nombreuses transformations.

Berrouard (2010) a montré que la méthode ViCAs (acronyme pour Vitesse de Chute en Assainissement, cf. Section 3.6.1 Protocole ViCAs) était adaptée pour évaluer les caractéristiques de la pollution particulaire pour étudier le processus de décantation. Ce protocole a déjà été utilisé avec succès à plusieurs reprises, aussi bien pour caractériser des eaux de ruissellement (Vallet *et al.*, 2014) que des eaux usées (Maruéjols *et al.*, 2013b; Bachis *et al.*, 2015).

3.6.1 Détermination de la vitesse de chute des particules

Protocole ViCAs

Le protocole ViCAs, développé par Chebbo et Gromaire (2009), a été utilisé avec des eaux usées prélevées en réseau unitaire, ainsi qu'à différentes étapes de traitement au sein de la StaRRE. Le test consiste à remplir une colonne avec un échantillon d'eau homogène et à suivre la décantation statique des particules. Ainsi, à des pas de temps déterminés, les particules qui décantent sont récupérées dans des coupelles glissées sous la colonne (Figure 3.14).



FIGURE 3.14 – Colonne de décantation utilisée pour les tests ViCAs.

Distribution des Vitesses de Chute des Particules (DVCP). Chancelier *et al.* (1998) ont déterminé expérimentalement que la masse de particules décantées au cours du temps $M(t)$ peut être décrite par l'Équation 3.1.

$$M(t) = \frac{b}{1 + (\frac{c}{t})^2} \quad (3.1)$$

Les valeurs des paramètres b , c et d sont déterminées par la méthode des moindres carrés (Figure 3.15).

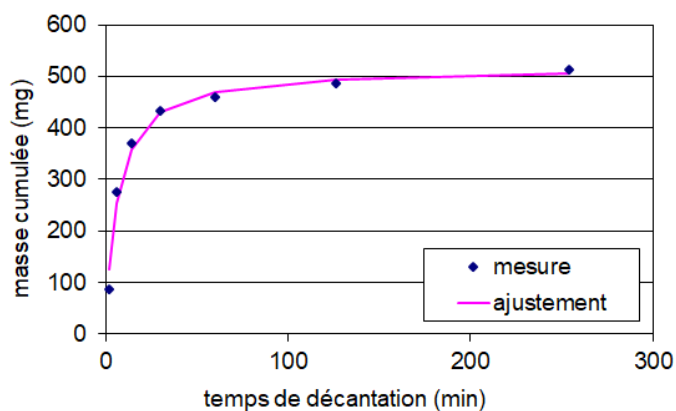


FIGURE 3.15 – Exemple d'un ajustement de l'Équation 3.1 sur les résultats expérimentaux.

En appliquant la méthode de calcul proposée par Chebbo et Gromaire (2009), $F(V_c)$, la fraction de la masse de particules ayant une vitesse de chute inférieure à V_c , est déterminée (Figure 3.16). Cette courbe est appelée la Distribution de la Vitesse de Chute des Particules (DVCP) de l'échantillon d'eau analysé.

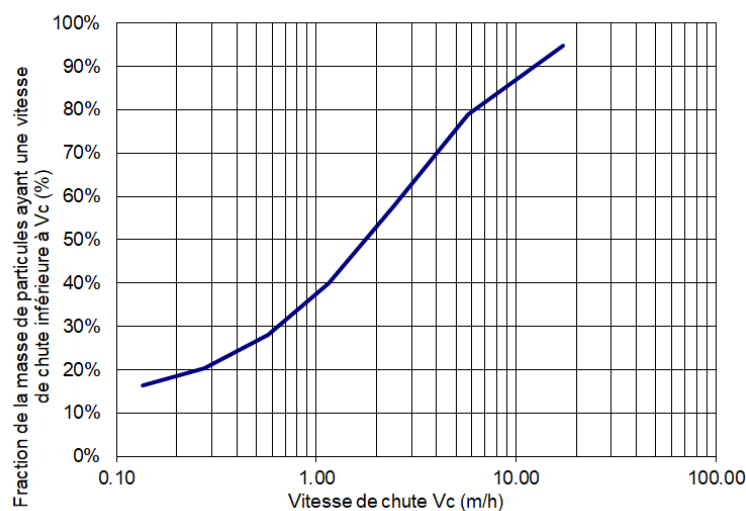


FIGURE 3.16 – Exemple d’une courbe représentant la distribution de la vitesse de chute des Particules (DVCP) d’un échantillon d’eau.

Avantages et inconvénients de la méthode Il s’agit d’un test d’une durée relativement courte (décantation pendant 4h pour caractériser l’affluent du décanteur primaire) et demandant uniquement du matériel de laboratoire basique (en plus de la colonne de décantation, seul du matériel pour l’analyse des MeS est nécessaire). Le test s’apprend facilement et des résultats de bonne qualité sont généralement obtenus après 2 ou 3 essais lorsque la personne en charge de la manipulation fait preuve de rigueur et de minutie pour minimiser les erreurs expérimentales. Un avantage majeur de cette méthode est que les erreurs d’analyse peuvent être détectées facilement à partir d’un bilan de masse. La masse de particules initialement présente dans l’échantillon est calculée à partir de la concentration en MeS initiale et du volume. Cette masse est comparée à la masse des particules récupérées dans les coupelles, ainsi qu’à celle des particules restantes dans la colonne à la fin du test. Une erreur sur le bilan de masse inférieure à 20% est jugée acceptable. Il faut également s’assurer que le volume d’eau dans la colonne ne varie pas au cours de l’expérience.

3.6.2 Caractérisation de la coagulation-floculation

Généralités

La pollution particulaire est composée des MeS et des matières dites colloïdales. On identifie les colloïdes par leur taille de l’ordre du nanomètre au micromètre, ce qui limite la possibilité

pour ces particules d'être traité par décantation simple. Selon les caractéristiques des particules en suspension, une décantation simple ne permet parfois pas d'enlever suffisamment de MeS pour assurer un bon fonctionnement du reste de la chaîne de traitement. La mise en place d'un système de coagulation-floculation à l'aide de produits chimiques peut alors permettre d'améliorer la décantation, retirant ainsi une fraction plus importante de la pollution particulaire et des polluants (organiques, minéraux et bactériologiques) liés à ces particules.

Dans la matrice des eaux usées, une formation naturelle de floccs peut avoir lieu. Celle-ci peut aussi être aidée par l'ajout d'un coagulant, dont le rôle est de déstabiliser les suspensions particulaires et colloïdales en neutralisant les charges de surface des particules (les particules des eaux usées sont généralement chargées négativement). Ce coagulant réduit ainsi les forces répulsives interparticulaires pour les aider à s'agglomérer. Pour bien disperser le coagulant, une force de mélange élevée est nécessaire durant cette phase.

Une fois que la solution de particules en suspension a été déstabilisée par le coagulant, la formation de floccs par collision des particules est facilitée. Ainsi, la floculation consiste en l'agglomération des particules précédemment déstabilisées grâce au mouvement brownien et aidé par agitation mécanique. Les floculants utilisés sont des polymères classés selon leur caractère ionique (non ionique, anionique ou cationique). Ce sont des molécules de masse molaire élevée dont le rôle est d'adsorber les particules en suspension pour former des floccs plus facilement décantables. Il est nécessaire de mélanger l'échantillon lors de cette phase de l'expérience pour favoriser la rencontre des particules. Cependant, une intensité de mélange trop élevée peut également détruire les floccs nouvellement formés et altérer tout le processus. L'intensité de mélange doit être choisie pour atteindre une vitesse de cisaillement permettant une décantation optimale.

Lorsque le processus de coagulation-floculation est ajouté à une StaRRE existante, comme c'est le cas pour la Ville de Québec, il est parfois impossible d'ajouter les équipements de contrôle de la vitesse de mélange à chaque phase. Les points d'injection des produits chimiques sont alors installés à un endroit où la turbulence est jugée suffisante pour assurer le mélange des produits chimiques avec l'eau à traiter, dans les limites des contraintes opérationnelles et d'accessibilité. Ainsi, à la Ville de Québec, l'alun est injecté dans le canal dit "en épingle" à l'amont des dessableurs et l'injection de polymère (Figure 3.17) se fait dans les goulottes de sortie des dessableurs avant la chute dans le canal d'amenée aux décanteurs primaires (Figure 3.5).



FIGURE 3.17 – Système d’injection du polymère, photographie d’un des cinq points d’injection situé à la sortie d’un dessableur.

Pour comprendre et modéliser le phénomène de décantation physico-chimique, des tests de laboratoire (cf. Section 3.6.2) et à échelle réelle (cf. Section 3.6.2) ont été réalisés.

Produits chimiques utilisés Pour cette étude, les produits chimiques utilisés ont été fournis par la Ville de Québec. Il s’agit des produits utilisés sur une base régulière pour le traitement des eaux de lavage des biofiltres et ponctuellement pour améliorer la décantation primaire en périodes critiques.

Le coagulant était sous forme de solution de sulfate d’aluminium (alun) dont les caractéristiques sont données dans le Tableau 3.4. La gamme de concentrations étudiée s’étend de 0 à 70 mg/L d’aluminium en masse sèche (Lajoie et Collin, 2008), ce qui représente des volumes très faibles à injecter dans les béciers de 1L du jar-test (0,1081 mL/L pour 70 mg/L). Des tests préliminaires ont montré que la dilution de la solution d’alun dans de l’eau potable changeait son pH. Ce changement de pH peut altérer l’efficacité de la solution d’alun. En effet, un bon contrôle du pH est nécessaire pour rester dans la zone où la solubilité de l’ion métallique du coagulant, ici Al^{3+} , est minimale (entre 6 et 7.4). La solution non diluée a donc été utilisée à l’aide d’une micropipette et de pastilles en plastique inerte (septa).

TABLEAU 3.4 – Caractéristiques de la solution de sulfate d’aluminium (alun) utilisée.

Formule de la solution	$Al_2(SO_4)_3, 14H_2O$
Pourcentage massique de sulfate d’aluminium	48,5
pH	3,5
Densité	1,335

Le floculant utilisé dans cette étude est le polymère cationique commercial Zetag® 4110 produit par la société BASF, sous forme de poudre. Un protocole similaire à celui utilisé par la Ville de Québec a été suivi pour produire une solution à 0,01% avant chaque expérience. La poudre de polymère est pesée et dissoute dans de l’eau du robinet dans un bécher muni d’un agitateur magnétique. Une attention particulière est portée lors de la dissolution de la poudre car la solution présente une viscosité élevée. La solution est ensuite laissée en phase de maturation pour au moins 1h30 avant d’être utilisée. Elle n’est jamais conservée plus de 24h car son efficacité serait alors diminuée.

Tests en laboratoire

La coagulation-floculation est un processus complexe qui dépend d’un grand nombre de paramètres, notamment des conditions opératoires, mais aussi des nombreuses caractéristiques de l’eau à traiter. Il est ainsi difficile de calculer théoriquement la dose optimale de produits chimiques à injecter. En pratique, celle-ci est déterminée par des tests réalisés directement avec l’eau à traiter à l’échelle pilote ou en laboratoire (Tchobanoglous *et al.*, 2003).

Principe du jar-test En laboratoire, un banc de jar-tests permet de réaliser un processus de coagulation-floculation sur plusieurs échantillons simultanément en faisant varier les paramètres qu’on souhaite évaluer. Pour cette étude, deux équipements de jar-tests ont été utilisés (Figure 3.18). Un banc de jar-tests dont les mélangeurs peuvent être contrôlés indépendamment (Figure 3.18 en haut) a permis de déterminer les paramètres de mélange les plus importants pour établir un protocole de jar-tests utilisé lors de cette étude (cf. Annexe A). Une fois le protocole établi, un banc à jar-tests dont tous les mélangeurs sont contrôlés par un même moteur, donc moins flexible, mais dont la manipulation est plus aisée, a été utilisé (Figure 3.18 en bas). On notera que les béciers et les pales des mélangeurs des deux équipements étant différents, les paramètres de mélange ne sont pas tout à fait transposables. Cette différence a toutefois été jugée négligeable.

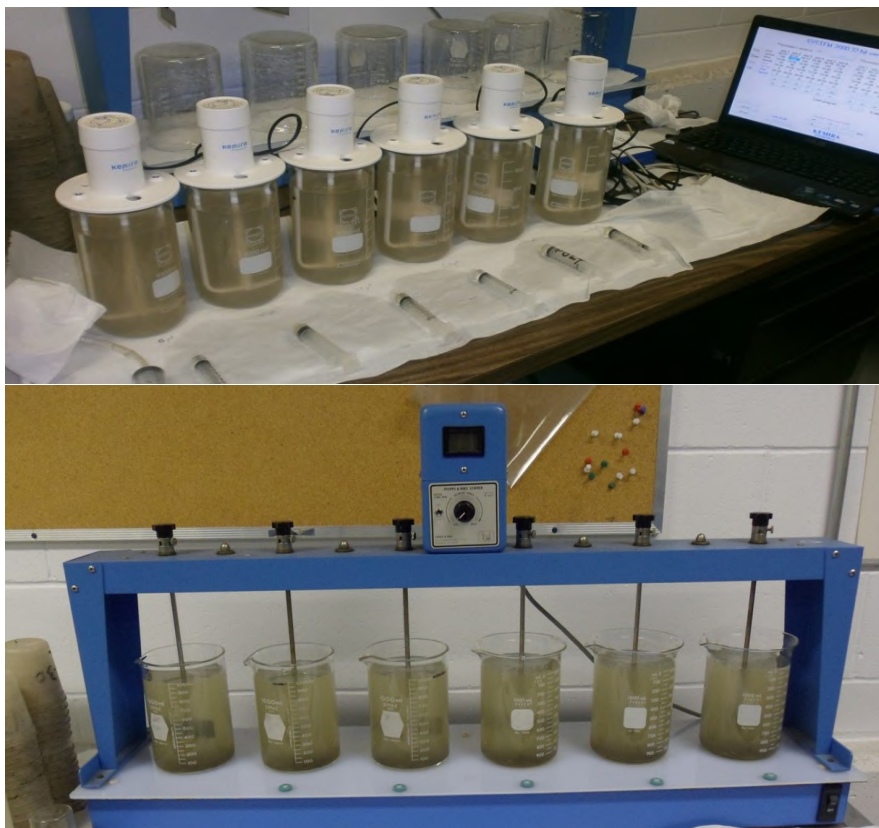


FIGURE 3.18 – Équipements à jar-tests équipé de six béchers. Le banc dans la photo du haut est muni de mélangeurs indépendants pour chaque bécher, tandis que celui de la photo du bas dispose d'un moteur unique contrôlant les six mélangeurs.

En pratique, les jar-tests sont essentiellement utilisés pour déterminer les concentrations optimales de produits chimiques à utiliser en regard de la concentration en MeS dans le sur-nageant après décantation. La coagulation-floculation est ainsi réalisée simultanément sur un même échantillon d'eau usée distribué dans les six béchers, avec des concentrations de coagulant et/ou floculant différentes dans chaque bécher. Un des béchers est utilisé comme témoin, c'est-à-dire qu'aucun produit chimique n'y est injecté. Le témoin permet également d'évaluer l'impact des conditions de laboratoire sur le processus par comparaison avec les résultats du traitement réel. Des paramètres quantitatifs et qualitatifs sont évalués au cours de l'expérience (cf. Section 3.6.2 Développement d'un protocole jar-test).

Développement d'un protocole jar-test La particularité de chaque cas d'étude empêche l'existence d'un protocole standard pour la réalisation d'un jar-test. En effet, lors de cette expérience, on cherche à établir, à l'échelle d'un laboratoire, les conditions qui représenteront au mieux les observations à l'échelle réelle. Or certaines conditions expérimentales, notamment la décantation statique, font en sorte que les résultats des jar-tests ne sont pas comparables aux résultats obtenus en station.

Cependant, bien que les taux d'enlèvement des MeS obtenus au cours des jar-tests sont systématiquement plus élevés que ceux observés en conditions réelles, les tendances de variation entre les différentes concentrations de produits chimiques permettent de déterminer une gamme de concentrations optimales.

Lors de l'établissement d'un protocole de jar-test, face aux limites imposées par les conditions en laboratoire, on tente de trouver un *équilibre* entre l'effort requis pour reproduire la réalité et les besoins réels de la démonstration.

Les paramètres pouvant affecter l'essai sont :

- la vitesse de mélange lors de la coagulation
- le temps de coagulation
- la concentration d'alun
- le temps d'ajout du polymère
- la concentration du polymère
- la vitesse de mélange lors de la floculation
- le temps de floculation
- le temps de décantation
- les caractéristiques de l'eau

Ainsi, on a tenté de représenter autant que possible les contraintes et les conditions réelles de l'injection d'alun à pleine échelle. Dans le cas d'étude, on tente de reproduire la réalité en adaptant les temps de chaque phase avec les temps de rétention hydraulique moyen dans les ouvrages. Ainsi, il a été déterminé que :

- Le mélange à haute vitesse du coagulant correspondait au passage dans la zone aérée des dessableurs et durait en moyenne 1 min, la vitesse des mélangeurs a été fixée à 120 rpm.
- La coagulation se poursuivait dans la partie non aérée des dessableurs, et durait environ 15 min, la vitesse des mélangeurs étant à 50 rpm
- La floculation correspondait au passage entre la sortie des dessableurs (où le floculant est injecté) et l'arrivée au décanteurs primaires, environ 3 min à 50 rpm.
- Pour la décantation, les mélangeurs sont arrêtés et retirés des béciers. On se limite à 15 min car aucune différence notable n'est observée sur le surnageant passé ce temps de décantation.

L'étude réalisée par [Mujawamariya \(2011\)](#) a montré que le temps d'injection du polymère avait peu d'influence sur le résultat final. Il a été fixé à 30 secondes avant la phase de floculation.

Au cours de l'expérience, le nombre et la taille des particules formées, ainsi que leur décantabilité, sont évalués de manière qualitative. Après la décantation, le surnageant de chaque béccher est prélevé pour analyser leur turbidité, leur concentration en MeS et leur pH. La feuille d'évaluation des jar-tests est présentée à l'Annexe A.

Dans le cas de la Ville de Québec, le coagulant (l'alun) représente 95% du budget d'approvisionnement en produits chimiques. Il a donc été décidé de concentrer les tests pour optimiser principalement la dose de coagulant, tandis que le polymère, utilisé comme floculant, a été fixé à 0,15 mg/L, qui était le dosage préconisé par Lajoie et Collin (2008). Ce dosage a été vérifié par des tests préliminaires et, bien qu'il semblait être légèrement excessif, donnait les meilleurs résultats sur une large gamme de concentrations en alun (de 0 à 70 mg/L d'alun).

Test ViCAs sur un échantillon d'eau floculé Pour déterminer l'évolution de la DVCP due à l'ajout de produits chimiques, la phase de décantation a été étudiée plus en détails avec des tests ViCAs qui ont été réalisés sur un même échantillon d'eau soumis au processus de coagulation-floculation à différentes concentrations d'alun. Chaque protocole a nécessité des adaptations mineures. Les particularités de l'essai sont expliquées à l'Annexe B et les résultats sont présentés à l'Annexe C Section C.5.

Tests à l'échelle réelle

Défis des essais à pleine échelle Des essais à pleine échelle ont été réalisés pour caractériser le processus de coagulation-floculation ayant effectivement lieu au sein de la StaRRE Est de la Ville de Québec. Ces essais ont dû être méticuleusement planifiés au vu de l'effort humain (avec la participation active de plusieurs techniciens de la Ville de Québec) mais également économique qu'ils engendrent (un essai de 6h pouvant consommer 1/6^{ème} d'une cuve d'alun, cf. Figure 3.19).

Planification des essais Les résultats des tests traceurs (cf. Annexe D) ont montré que l'effet de l'ajout d'alun n'est visible qu'environ 15 min à 30 min après le démarrage du système, ceci étant dû au délai hydraulique du passage dans les dessableurs. Ainsi pour observer l'effet d'un dosage d'alun après stabilisation, des plages de 3 h d'injection à concentration d'alun constante ont été choisies. Les échelons de concentration d'alun de 45, 25, 0 et 70 mg/L ont été appliqués.

Deux essais ont été réalisés :

- un essai en temps sec à un débit d'environ 10 000 m³/h.
- un essai en temps de pluie à un débit d'environ 15 000 m³/h.

Lors de ces essais, des échantillonneurs automatiques ont été installés aux points 2 et 3 (entrée et sortie des décanteurs primaires, cf. Section 3.3 Localisation détaillée des points

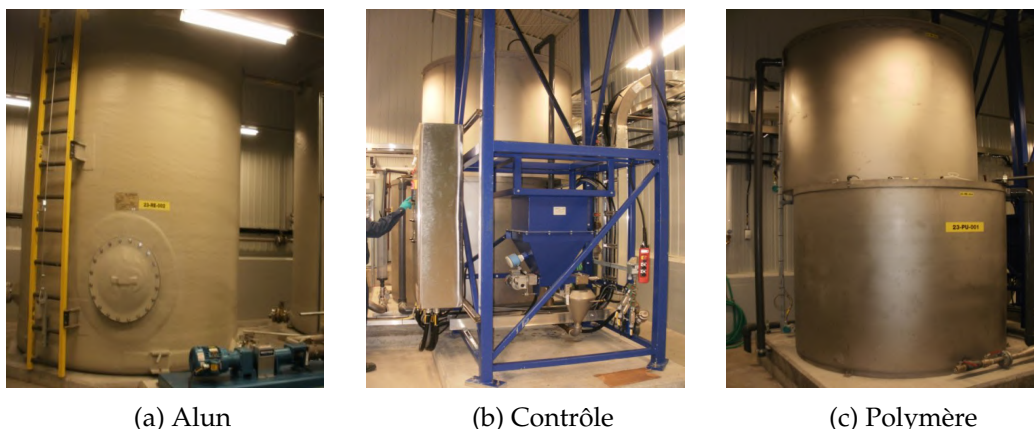


FIGURE 3.19 – Équipements de la décantation primaire physico-chimique à la StaRRE Est de la Ville de Québec. (a) Cuves de stockage de l'alun ($2 \times 64 \text{ m}^3$). (b) À gauche, tableau de contrôle de l'installation et équipement pour la préparation du polymère. (c) Cuves de maturation et de stockage du polymère ($2 \times 3 \text{ m}^3$).

d'échantillonnage). Des échantillons de 200 mL ont été prélevés toutes les 5 min pour réaliser un échantillon composite aux 15 min. Ces pas de temps réduits étaient nécessaires pour capturer les dynamiques rapides ayant lieu lors de l'ajout d'alun. Des échantillons ont été analysés en triplicat pour déterminer leur concentration en MeS.

Problèmes rencontrés Lors de l'essai à un dosage d'alun de 70 mg/L (dosage conseillé par Lajoie et Collin (2008)), une importante formation de mousse dans les équipements a été constatée (Figure 3.20), pouvant causer des problèmes opérationnels. Pour cette étude, le dosage maximal conseillé a ainsi été réduit à 60 mg/L, ce qui a aussi été appliqué pour les tests en laboratoire.

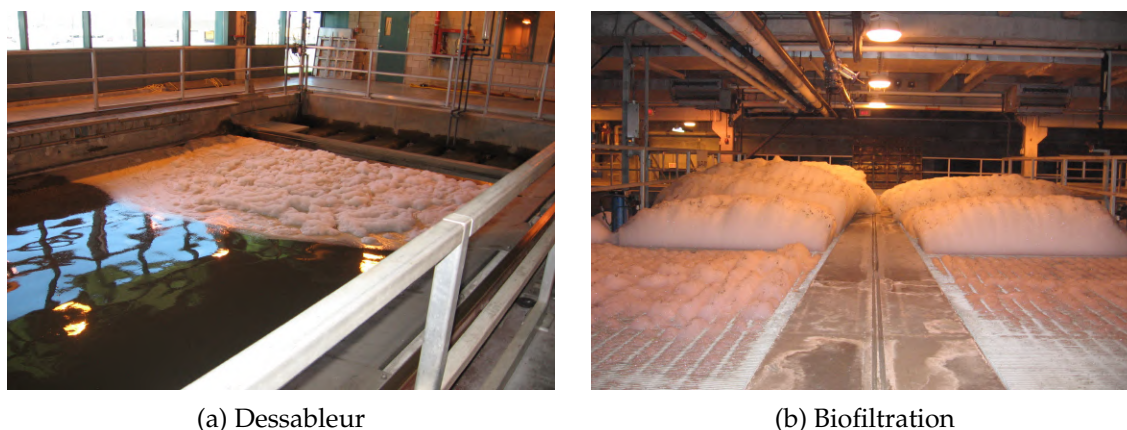


FIGURE 3.20 – Accumulation de mousse lors d'un test d'ajout d'alun à pleine station.

3.7 Caractérisation de l'hydraulique au sein de la StaRRE

Le parcours théorique de l'eau dans les ouvrages et les temps de résidence moyens, généralement utilisés pour déterminer les efficacités de traitement, sont relativement faciles à calculer mais ces calculs impliquent de recourir à diverses hypothèses, notamment sur les mélanges parfaits et la conception des ouvrages. Or il arrive que des flux préférentiels ou des court-circuits se produisent dans les ouvrages réels.

Pour permettre une bonne représentation de l'hydraulique dans les ouvrages de traitement réel, il est conseillé d'appliquer une méthode expérimentale : le test traceur (Gujer, 2008). Au cours de cette étude, plusieurs tests traceurs ont été réalisés (Tableau 3.5). Les résultats détaillés de chacun de ces tests sont présentés dans l'Annexe D.

3.7.1 Principe du test traceur

Pour comprendre le comportement hydraulique des ouvrages, on utilise un traceur qui est suivi le long du chemin hydraulique. Dans cette étude, la rhodamine WT est utilisée comme traceur. Il s'agit d'une substance inerte et non nocive, présentant une grande solubilité dans l'eau et pouvant être mesurée par fluorimétrie. On considère que la substance n'est pas présente dans les eaux usées à l'état naturel, donc aucune concentration de fond ne doit être prise en compte. Son adsorption sur les particules présentes dans les eaux usées a été jugée négligeable (De Clercq *et al.*, 1999).

Le traceur est injecté de manière ponctuelle et aussi rapidement que possible dans le but d'être modélisé par une distribution de Dirac, ou pulse de Dirac. On fait l'hypothèse que le traceur se distribue instantanément de manière homogène au point d'injection. Un échantillonnage à la sortie du système que l'on désire étudier est effectué. La fréquence d'échantillonnage doit être suffisamment élevée pour capturer la pointe de concentration en traceur. La durée d'échantillonnage est d'environ 3 fois le temps de séjour moyen dans le système ou jusqu'à ce que le traceur ne soit plus détectable au point d'échantillonnage. Dans l'idéal, des tests traceurs à différents débits devraient être réalisés.

L'analyse de la distribution du traceur obtenue à la sortie du système permet de calculer un temps de résidence moyen expérimental et de déterminer le nombre de réacteurs complètement mélangés (RCM) qui permettrait de représenter le même comportement (Gujer, 2008). Le cas d'un système théorique simple sans recirculation est représenté à la Figure 3.21.

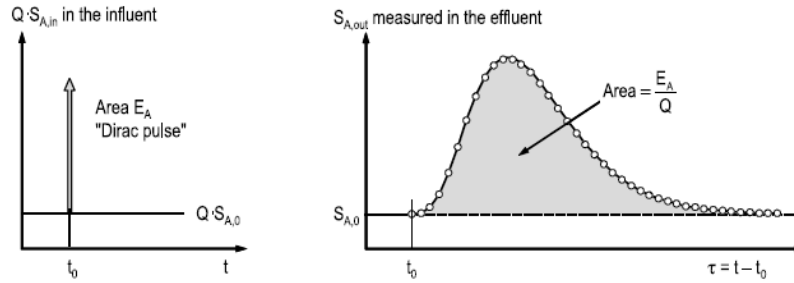


FIGURE 3.21 – Représentation des résultats d'un test traceur (reproduit de Gujer (2008))

3.7.2 Mise en œuvre des tests traceurs

Dans le cas de la StaRRE Est de la Ville de Québec, le chemin hydraulique théorique est présenté à la Figure 3.22. L'affluent de la StaRRE passe par les dégrilleurs et arrive dans un canal dit "en épingle" : un mur est placé perpendiculairement au flux d'eau, obligeant celui-ci à le contourner en se séparant en deux flux dans chacun desquels a lieu l'injection d'alun (points rouges sur la Figure 3.22). La configuration de ce canal provoque un certain mélange de l'affluent avant sa distribution dans les cinq unités de dessablage. À la sortie de chacun de ces ouvrages a lieu l'injection du polymère. L'eau est ensuite acheminée dans les sept unités de décantation primaire.

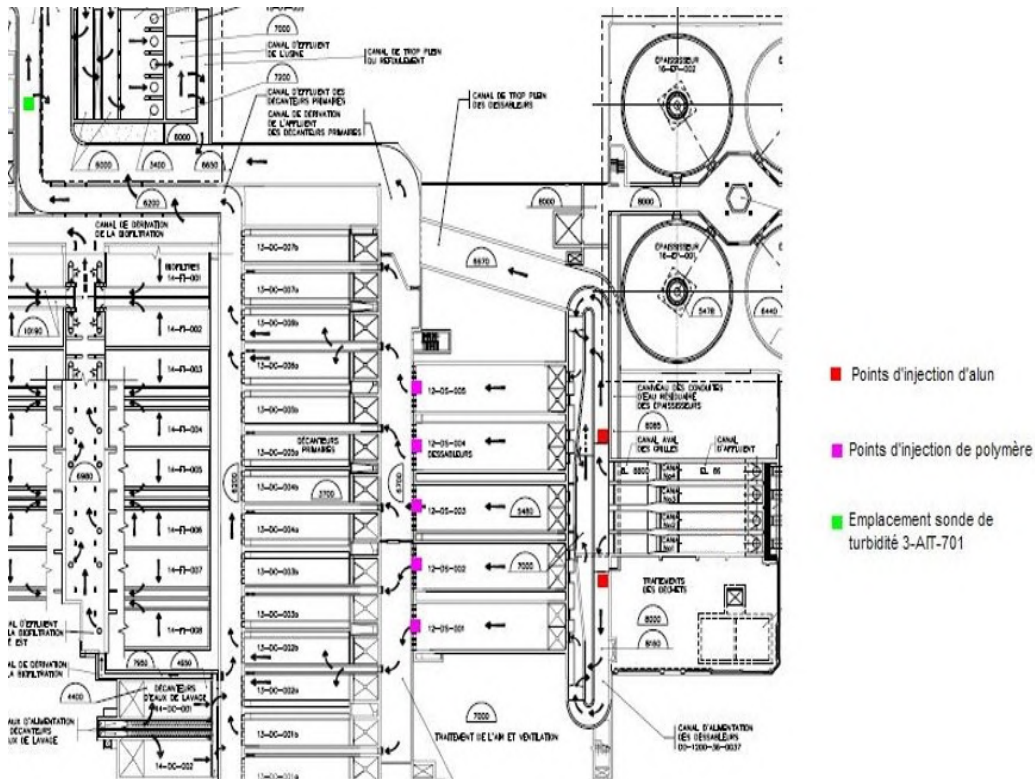


FIGURE 3.22 – Parcours hydraulique théorique dans la StaRRE Est de la Ville de Québec.

Injection du traceur

Le traceur est injecté au milieu de la colonne d'eau à l'aide d'un entonnoir fixé au bout d'un tube. L'entonnoir et le tube sont rincés immédiatement pour garantir que tout le traceur a bien été injecté. Le point d'injection choisi doit présenter suffisamment de turbulence pour permettre un bon mélange et éviter qu'une partie du traceur ne stagne sur place.

Échantillonnage

Les points d'échantillonnage choisis doivent être représentatifs de leur position dans le système. L'échantillonnage est effectué manuellement à l'aide d'un contenant fixé au bout d'une perche. Pour éviter qu'il ne soit contaminé par l'échantillon précédent, dont la concentration en traceur peut être différente, le contenant est rincé avec l'eau du lieu de prélèvement immédiatement avant la prise d'échantillon. À des pas de temps prédéterminés, un échantillon d'environ 50 mL est récupéré dans des tubes et conservé dans un carton à l'abri de la lumière (Figure 3.23) jusqu'à son analyse par fluorimétrie (cf. Section 3.7.2). Ces analyses sont effectuées au cours de la même journée que l'échantillonnage.



FIGURE 3.23 – Échantillons collectés lors du test traceur du 29 octobre 2015.

Fluorimétrie

La fluorimétrie est la mesure de l'intensité de fluorescence d'une molécule. Un faisceau lumineux de longueur d'onde spécifique permet d'exciter le traceur (536 nm pour la rhodamine WT). Les molécules de traceur vont passer à un état supérieur. En retournant à leur état fondamental, elles émettent de la lumière de fluorescence à une longueur d'onde dite d'émission spécifique (580 nm pour la rhodamine WT). Un photo-détecteur à gain réglable mesure alors l'intensité de la fluorescence émise (au pic ou maximum d'intensité). Celle-ci est directement liée à la concentration en traceur de l'échantillon analysé. La fluorescence est généralement mesurée à 90° pour ne pas avoir le faisceau incident dans l'axe de la mesure.

L'instrumentation d'un fluorimètre classique comporte cinq parties (Figure 3.24) :

- Source lumineuse : généralement une lampe à arc xénon
- Monochromateur ou filtre
- Compartiment à échantillon
- Monochromateur ou filtre
- Détecteur : photomultiplicateur ou photodiode

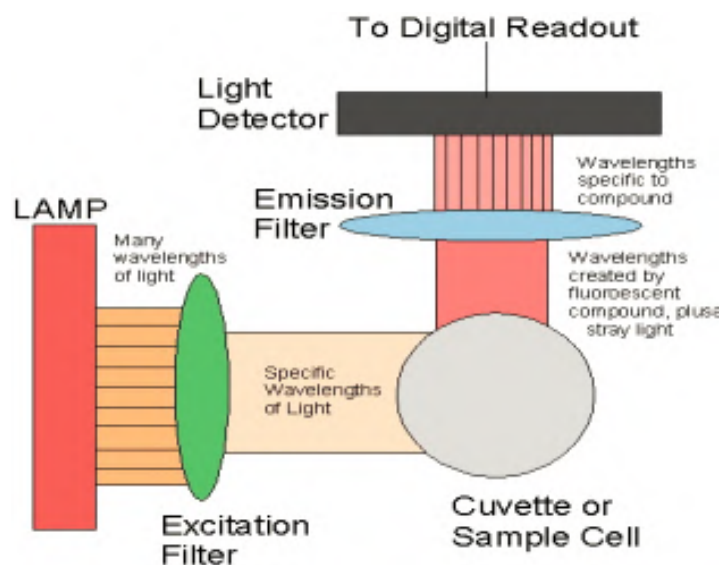


FIGURE 3.24 – Schéma de principe d'un fluorimètre.

Les mesures de fluorimétrie ont été réalisées avec le Fluorimètre Éclipse de la compagnie Varian (Figure 3.25).



FIGURE 3.25 – Fluorimètre de type Eclipse commercialisé par l'entreprise Varian.

Courbe de calibration

La rhodamine WT est une substance photosensible. Elle peut se dégrader lors de chaque manipulation qui peut l'exposer à la lumière, ainsi que lors des périodes de conservation. Une courbe de calibration est donc tracée à chaque fois qu'un test au traceur est réalisé. Ainsi, la concentration de référence est celle du produit au moment de son utilisation.

Le fluorimètre Eclipse peut analyser les échantillons à différents voltages, selon les concentrations en traceur à mesurer. Si le voltage est trop élevé, on observe une saturation du signal, si il est trop faible, le pic d'émission n'est pas détecté. Une courbe de calibration doit être réalisée pour tous les voltages pour lesquels les échantillons ont été analysés. L'échantillon ayant la concentration la plus élevée (pouvant être choisi visuellement lorsque la concentration est suffisante pour observer une coloration de l'échantillon, cf. Figure 3.23) est utilisé pour déterminer le voltage maximal à utiliser. Il peut être nécessaire d'analyser les échantillons à plus faible concentration avec un voltage plus élevé. Une courbe de calibration à ce voltage est alors également tracée.

Des tests de répétabilité de la lecture ont été effectués. Douze échantillons ont été analysés deux fois de suite. Un écart de moins de 3% a été observé entre les deux lectures. Il a donc été conclu qu'une seule lecture était suffisante pour ces analyses.

Débits

Les mesures de débits utilisées pour analyser les résultats des tests traceurs ont été fournies par la Ville de Québec. Les données suivantes sont disponibles :

- aux postes de pompage qui alimentent la StaRRE (somme des débits des postes de pompage de Saint-Pascal et de Limoilou);
- à l'entrée des dégrilleurs; et
- à l'entrée des décanteurs primaires.

Ces débits devraient théoriquement présenter de grandes similitudes, permettant ainsi d'identifier d'éventuels problèmes sur une mesure spécifique. Pour des raisons opérationnelles, il arrive que les valeurs mesurées ne soient pas toujours cohérentes entre elles. Le débit de référence de l'affluent de la station est généralement le débit mesuré aux dégrilleurs, les retours d'eaux de lavage des sables (évalués à 200 m³/h) ayant lieu dans le canal en épingle sont ajoutés pour estimer le débit arrivant aux décanteurs primaires.

TABLEAU 3.5 – Récapitulatif des tests traceurs réalisés à la StaRRE Est de la Ville de Québec.

Date	Points d'injection	Points d'échantillonnage	Objectif du test
12 mai 2011	aux deux points dans le système de distribution d'alun, dans le canal en épingle	- à l'entrée du décanteur 5 - à la sortie du décanteur 5 (goulotte centrale)	Déterminer l'arrivée de l'alun et son temps de séjour dans le décanteur 5. Débit moyen lors du test : 11 000 m ³ /h.
30 juin 2011	à l'entrée du décanteur 5 (dans le canal d'alimentation)	à la sortie du décanteur 5 (goulotte centrale)	Déterminer l'hydraulique au sein du décanteur 5 et tester les points d'injection et d'échantillonnage. Débit moyen : 10 000 m ³ /h.
11 juillet 2011	à l'entrée du décanteur 5 (en face de la vanne)	à la sortie du décanteur 5 (goulotte centrale et de droite)	Déterminer l'hydraulique au sein du décanteur 5 et tester les points d'injection et d'échantillonnage, notamment les différentes goulottes de sortie. Débit moyen : 9 000 m ³ /h.
22 juillet 2011	aux deux points d'injection d'alun, dans le canal en épingle (dans les trappes)	- à l'entrée du décanteur 1 - à l'entrée du décanteur 5 - à la sortie de l'ensemble des décanteurs	Déterminer si la répartition de l'alun parmi les sept unités de décantation primaire présente une grande différence. Débit moyen : 13 000 m ³ /h.
23 septembre 2011	à l'entrée des sept décanteurs (en face des vannes d'alimentation des décanteurs)	- à la sortie des sept décanteurs (goulotte centrale) - à la sortie de l'ensemble des décanteurs	Déterminer la distribution des débits parmi les sept unités de décantation primaire. Débit moyen : 10 000 m ³ /h.
29 octobre 2015	dans le point d'injection d'alun du côté des dessableurs 1 et 2	- à la sortie des 5 dessableurs - à l'entrée des 7 décanteurs - au point de dérivation à l'amont des décanteurs - à la sortie de l'ensemble des décanteurs	Comprendre la distribution de l'alun au sein des dessableurs et des décanteurs et tester la possibilité d'ajouter de l'alun d'un côté en période de dérivation à l'amont des décanteurs primaires. Débit d'affluent moyen 21 000 m ³ /h, avec une dérivation d'environ 6 500 m ³ /h à l'amont des décanteurs primaires.

Chapitre 4

Modélisation

Ce chapitre explique les choix et les développements de modèles effectués dans le cadre de cette thèse, ainsi que les conséquences, avantages et limitations qui en découlent.

4.1 Choix du logiciel et implications

Le logiciel WEST[®] a été choisi pour effectuer la partie modélisation de ce projet de recherche. Ce logiciel présente l'avantage de regrouper tous les modèles nécessaires à la présente étude sous une même plateforme. Initialement conçu pour la modélisation du traitement biologique des eaux usées (Vanhooren *et al.*, 2003), une banque de modèles représentant l'état de l'art dans le domaine est incluse dans WEST[®]. Par la suite, des modèles de réseau d'égouts et de rivière ont été ajoutés par Solvi (2006).

Un autre avantage de cet environnement est que la banque de modèles, utilisant le langage de programmation MSL (Model Specification Language), est totalement accessible à l'utilisateur. Il est ainsi possible d'ajouter de nouveaux modèles ou de modifier des modèles existants pour répondre aux objectifs de l'étude.

4.2 Modélisation de la pollution particulaire

4.2.1 Caractérisation

La pollution particulaire de l'eau usée est caractérisée par sa concentration de MeS, qui peut être facilement mesurée avec du matériel basique de laboratoire. De plus, la concentration en MeS peut être corrélée à la turbidité de l'échantillon (cf. Section 3.4.3 Pollution particulaire), permettant ainsi une mesure in situ rapide de ce paramètre de la qualité de l'eau.

Cependant, la composition de la pollution particulaire retrouvée en réseau d'assainissement est très complexe et évolue dans le temps (cf. Section 1.1.1 Pollution particulaire : disponibilité et besoins en données), lui conférant des caractéristiques qu'il est difficile d'appréhender.

Des DVCP ont été mesurées en différents points du système (cf. Section 3.6.1). Un nombre important d'expériences a permis de déterminer des zones de DVCP caractéristiques à chaque localisation dans le système (cf. Annexe C). Ces zones rendent compte de la dynamique de la DVCP au cours du temps.

La Figure 4.1 présente les limites de la zone typique des DVCP observées dans le réseau d'égouts unitaire.

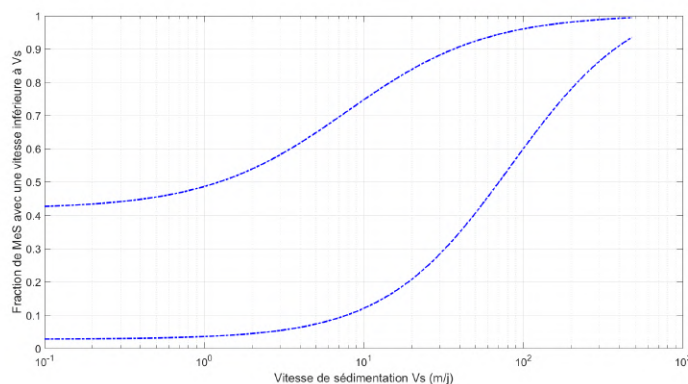


FIGURE 4.1 – Zone typique de DVCP observée dans le RE unitaire.

Une corrélation entre la concentration en MeS de l'échantillon et la position de sa DVCP dans la zone a été observée par Bel Hadj (2013). Ainsi, plus la concentration en MeS est élevée, plus la courbe de DVCP est basse, ce qui signifie que l'échantillon analysé présente une forte proportion de particules à forte vitesse de chute (Figure 4.2).

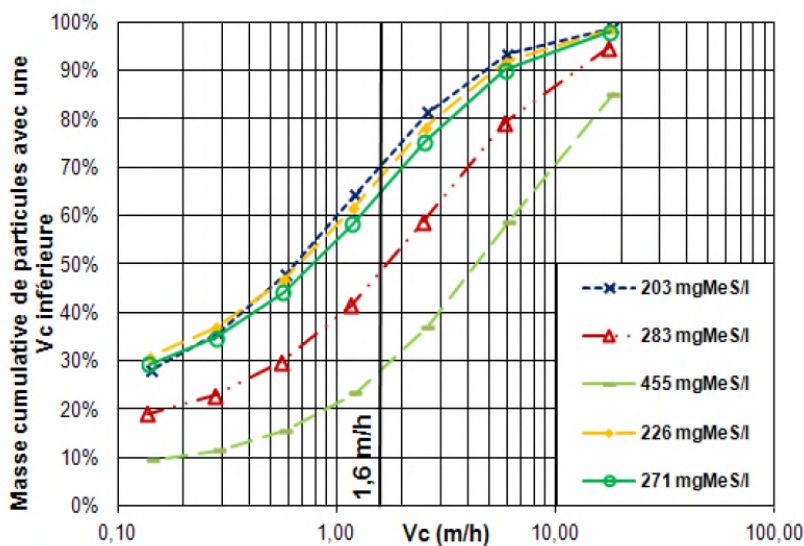


FIGURE 4.2 – Position des courbes ViCAs selon la concentration en MeS des échantillons (reproduit de Bel Hadj (2013))

Cette observation est utilisée par le modèle de fractionnement de la pollution particulaire présenté ci-dessous (cf. Section 4.2.2 [Modèle de fractionnement de la pollution particulaire](#)) par une corrélation linéaire entre la DVCP et la concentration en MeS. La pollution particulaire générée sous forme de MeS à la sortie du modèle de bassin versant est ainsi fractionnée en classes de particules, ayant chacune une vitesse de chute caractéristique, en utilisant une DVCP interpolée en fonction de la concentration en MeS de l'eau.

4.2.2 Modèle de fractionnement de la pollution particulaire

À partir de la DVCP, fonction continue qui caractérise la pollution particulaire d'un échantillon, une discrétisation en plusieurs classes est effectuée. Chaque classe de particule est modélisée par une variable d'état, à laquelle une vitesse de chute moyenne est associée.

[Maruéjols *et al.* \(2014\)](#) ont développé un modèle de bassin de rétention utilisant 3 classes de particules définies à partir de deux DVCP : une DVCP moyenne représentant le premier flot d'orage ("wash-off") et une DVCP pour les eaux diluées. [Bachis *et al.* \(2015\)](#) ont détaillé le modèle de décanteur primaire en 5 classes de particules. Pour chaque classe, la fraction de MeS est calculée par une interpolation linéaire, dépendant de la concentration en MeS, basée sur l'ensemble des données de DVCP recueillies à l'entrée des décanteurs primaires.

Ce concept est repris et généralisé dans la présente étude, où le modèle de fractionnement est défini par deux DVCP au sein desquelles l'interpolation linéaire est effectuée. Le choix d'un fractionnement de la pollution particulaire en 10 classes de particules a été fait pour permettre une flexibilité de représentation du comportement des MeS dans les ouvrages, tout en restant acceptable en terme de temps de calcul. Les caractéristiques des classes de particules utilisées sont présentées au Tableau 4.1. La Figure 4.3 illustre le fractionnement de la masse de MeS en n classes de particule à partir d'une courbe ViCAs.

TABEAU 4.1 – Vitesses de décantation des 10 classes de particules utilisées dans le modèle.

Classes de particules	Vitesse de décantation (m/j)
MeS 0	0.5
Mes 1	2
MeS 2	7
MeS 3	15
MeS 4	30
MeS 5	50
MeS 6	80
MeS 7	130
MeS 8	200
MeS 9	450

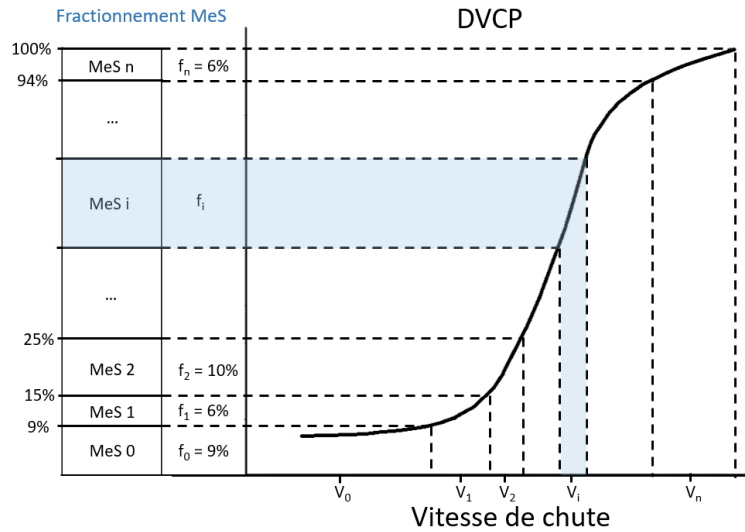


FIGURE 4.3 – Fractionnement de la pollution particulaire en n classes de particules.

L'affluent, caractérisé par sa concentration de MeS, est fractionné en classes de particules, chaque classe étant associée à une vitesse de décantation. Pour effectuer ce fractionnement, le modèle attribue à cet affluent une DVCP interpolée dans sa zone typique, en fonction de sa concentration en MeS (C_{MeS}). Dans le présent cas d'étude, la localisation du point d'échantillonnage le plus à l'amont du système, où des tests ViCAs ont été réalisés, est située dans le réseau unitaire. Les DVCP obtenues par ces expériences définissent une "zone typique" du point d'échantillonnage. Le modèle est paramétré par les deux DVCP de la Figure 4.1 :

- une DVCP lorsque $C_{MeS} > MeS_{\text{élevée}}$ (en vert sur la Figure 4.4);
- une DVCP lorsque $C_{MeS} < MeS_{\text{faible}}$ (en bleu sur la Figure 4.4).

Lorsque la concentration en MeS est comprise entre MeS_{faible} et $MeS_{\text{élevée}}$, une interpolation linéaire permet de calculer la DVCP (en pointillés orange sur la Figure 4.4).

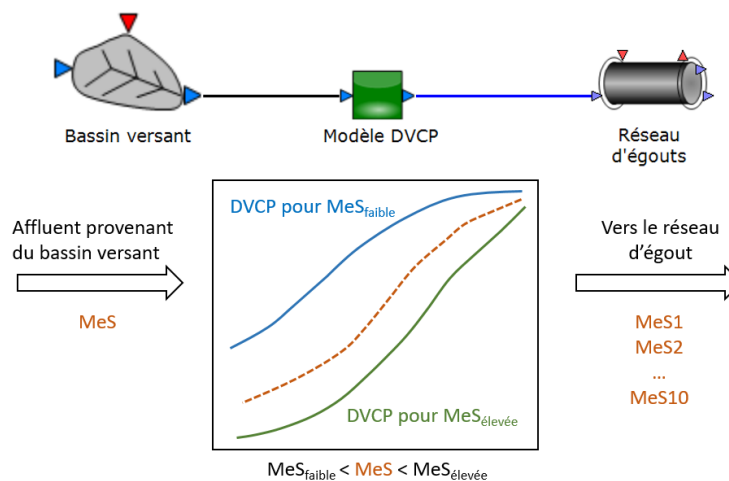


FIGURE 4.4 – Modèle de fractionnement de la pollution particulaire en classes de particules

4.3 Simplification de la résolution spatiale du cas d'étude

Le modèle utilisé dans cette étude a été initialement développé par Maruéjols *et al.* (2015) dans le but d'établir une preuve de principe des possibilités d'un modèle intégré basé sur des DVCP. Malgré les hypothèses et les raccourcis choisis, cette version préliminaire du modèle présentait des performances satisfaisantes (Maruéjols *et al.*, 2015). Ce premier développement a malheureusement été peu documenté et il a été nécessaire de réévaluer les choix de modélisation effectués. Ainsi, en se basant sur les données de terrain rassemblées par BPR (1985), Harlé (2006), et Wipliez (2011), ainsi que sur les informations fournies par la Ville de Québec, le modèle a été réévalué par Farcette (2015). En accord avec les objectifs de modélisation de ce projet, une grande partie de la configuration choisie par Maruéjols *et al.* (2015) a été conservée. Suite à l'étude de Farcette (2015), des adaptations ont été apportées pour mieux refléter les données de terrain.

Ainsi, les bassins versants (BV) réels équipés d'un bassin de rétention (BR) ont été regroupés en trois BV fictifs (nommés BV1, BV2 et BV3), chacun disposant du volume de rétention total des BV réels. Le regroupement a été effectué sur la base des temps de parcours entre les BR et la StaRRE. Ces temps de parcours ont été évalués par Wipliez (2011), en considérant une vitesse d'écoulement de 1 m/s (Figure 4.5). La Figure 4.6 représente le regroupement des BV : BV1 en jaune, BV2 en vert et BV3 en bleu.

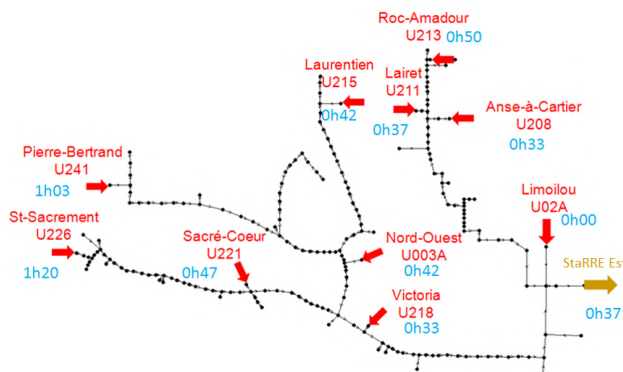


FIGURE 4.5 – Schéma SWMM simplifié du réseau Est de la Ville de Québec et temps de parcours entre les BR et la StaRRE Est (Wipliez, 2011).

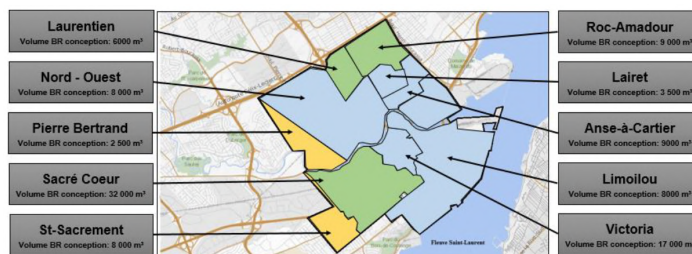


FIGURE 4.6 – Carte des BV de la Ville de Québec (Farcette, 2015)

De plus, un quatrième BV sans volume de rétention a été ajouté au modèle. Nommé BV4, il correspond géographiquement aux zones de Beauport et Charlesbourg et représente un apport d'environ 55% du débit arrivant à la StaRRE Est.

Cette configuration permet de représenter les flux mesurés à l'entrée de la StaRRE et elle est suffisamment flexible pour tester différentes stratégies de contrôle. D'autre part, [Farcette \(2015\)](#) a montré qu'un modèle décrivant plus finement le cas d'étude, donc plus complexe, ne peut pas être mieux validé dû au nombre limité de données de terrain disponible. Les caractéristiques des BV modélisés sont présentées au Tableau 4.2.

TABLEAU 4.2 – Caractéristiques des BV modélisés.

Bassins versants	superficie (km ²)	Volume BR (m ³)
BV1	2.77	10 500
BV2	5.67	47 000
BV3	7.99	45 500
BV4	19.70	-

4.4 Bassins versants (BV)

Dans cette étude, les BV incluent les RE locaux avant l'arrivée dans l'intercepteur principal. Pour décrire les regroupements de BV sélectionnés, le modèle de BV sans volume de rétention proposé par [Solvi \(2006\)](#) a été utilisé. Ce modèle est composé d'un générateur de flux en temps sec et en temps de pluie, suivi de fonctions de routage, permettant de reproduire le comportement des réseaux d'égout mineurs. On peut ainsi calibrer le modèle comme étant l'entrée du collecteur principal, où ont été effectués les campagnes d'échantillonnage. Pour les besoins du cas d'étude, une autre fonction de routage (lent) des eaux de ruissellement a été ajoutée. Les différents processus mis en œuvre par le modèle sont détaillés ci-après.

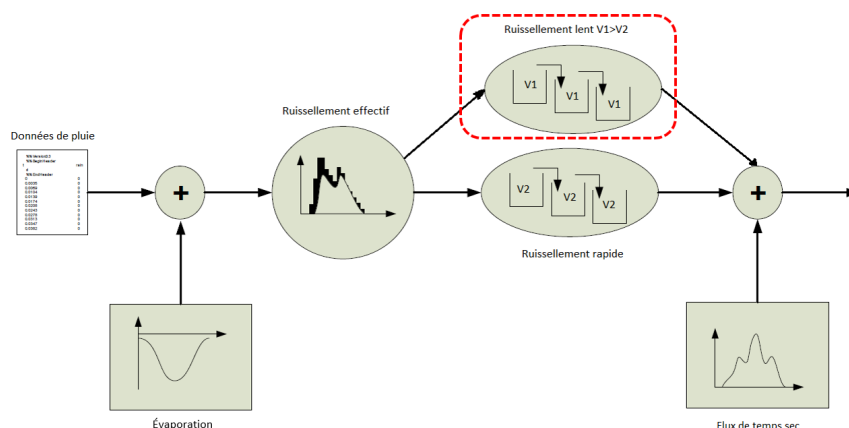


FIGURE 4.7 – Schéma du modèle de bassin versant adapté de [Solvi \(2006\)](#). La possibilité d'un ruissellement lent (encadré rouge) a été ajoutée.

4.4.1 Flux en temps sec

Le flux journalier de temps sec est généré à partir des caractéristiques des BV. Les données utilisées sont issues d'un rapport technique commandé par la Ville de Québec (BPR, 1985). Un profil journalier provenant des campagnes d'échantillonnage (cf. Section 3.5) a été appliqué pour représenter la variation dynamique du flux sur la journée. Dans le cadre de cette étude, les journées de semaine et de fin de semaine ne sont pas différenciées et aucun apport industriel n'est considéré.

Débit. La densité de population, considérée constante sur l'ensemble du territoire étudié, a été estimée à 8 200 équivalent-habitants (EH) par km². La quantité journalière d'eau usée générée par EH est estimée à 450 L/j/EH, ce qui donne les débits moyens par BV calculés dans le Tableau 4.3. Le patron journalier, représenté à la Figure 4.8, est appliqué à tous les BV. Pour représenter le débit nocturne, une infiltration d'eau claire parasite constante de 0,2 L/s/ha est prise en compte sur l'ensemble du territoire, ce qui représente environ 50% du débit sanitaire moyen journalier de temps sec.

TABLEAU 4.3 – Nombre d'équivalent-habitants (EH) et débit journalier de temps sec par BV.

Bassins versants	EH	Q (m ³ /j)
BV1	22 690	10 211
BV2	46 492	20 921
BV3	65 525	29 486
BV4	161 540	72 693

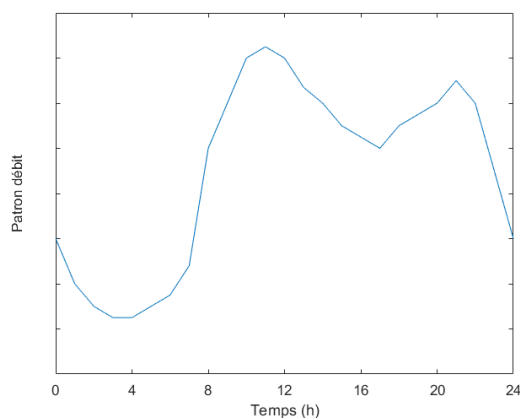


FIGURE 4.8 – Évolution journalière du débit.

Pollution particulaire. La dynamique journalière de la pollution particulaire a été mesurée au BV de Saint-Sacrement (cf. Section 3.5). Une série de mesures de turbidité dans la chambre de contrôle du BR de Saint-Sacrement est présentée à la Figure 4.9.

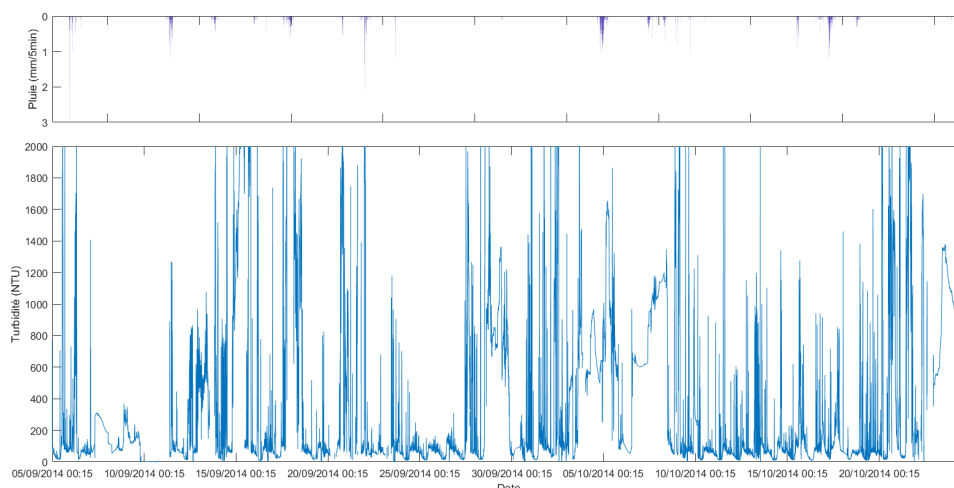


FIGURE 4.9 – Données brutes de turbidité mesurée dans le réseau unitaire de la Ville de Québec (chambre de contrôle du BR de Saint-Sacrement).

Les données ont été filtrées en utilisant la méthode du modèle autorégressif présentée par [Alferes et al. \(2013b\)](#). Les mesures de turbidité ont été comparées aux données recueillies lors de la campagne d'échantillonnage du 13 octobre 2019 (Figure 4.10), qui était une journée de temps sec. La programmation de l'échantillonneur et le nettoyage des capteurs ont été effectués la veille de la campagne d'échantillonnage. Cependant, le signal du capteur de turbidité entre 8h et 12h semble fautif. Un nettoyage des capteurs a eu lieu vers 13h, impactant significativement le signal de turbidité. On observe une concordance raisonnable entre les valeurs de turbidité et de MeS, qui ne nécessiteront donc pas de calibration. Les données de six journées de temps sec (soient du 24/09 au 27/09 et du 10/10 au 13/10, cf. Figure 4.9) ont été utilisées pour déterminer le patron journalier des concentrations en MeS (Figure 4.11). Malgré la filtration des données, le signal de turbidité semble contenir beaucoup d'interférence, notamment pour les journées du 10/10 au 13/10. Le patron journalier a été sélectionné visuellement.

La concentration en MeS moyenne des eaux usées d'origine sanitaire est estimée à 250 mg/L. Cette valeur a été déterminée en calibrant le modèle des BV sur une série de données de turbidité mesurée à l'entrée de la StaRRE. Cette valeur, plus élevée que les valeurs observées lors des campagnes de mesure (Figure 4.10), permet de compenser pour l'hypothèse que les eaux claires parasites sont exemptes de polluants.

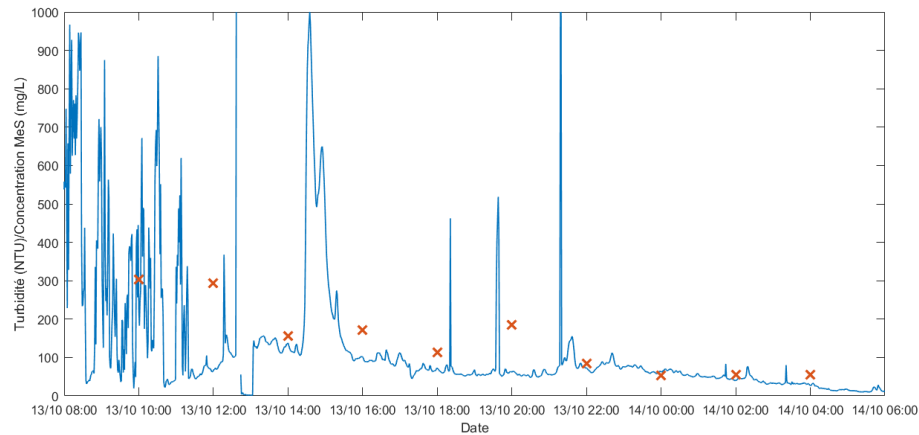


FIGURE 4.10 – Comparaison de la mesure de turbidité (ligne continue) avec la concentration en MeS issue d’une campagne d’échantillonnage (croix rouges).

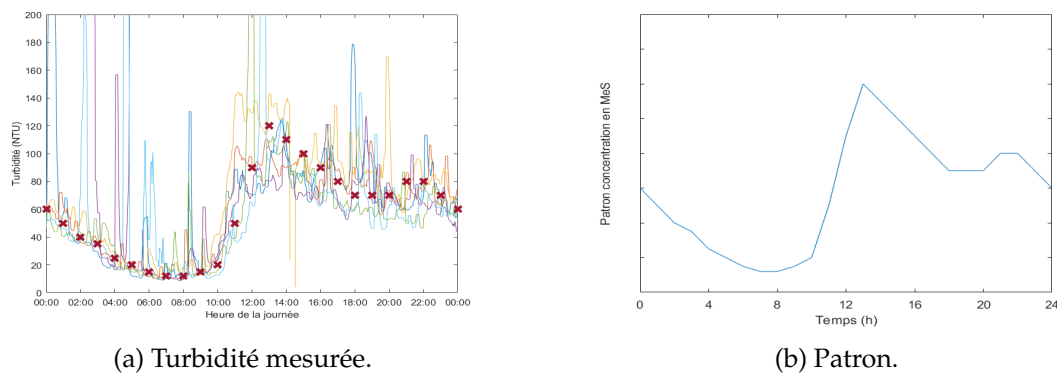


FIGURE 4.11 – Détermination du patron journalier de la pollution particulaire

4.4.2 Flux en temps de pluie

Ruissellement effectif. Le modèle est alimenté par des intensités de pluie fournies en mm/5 min. Le modèle utilisé, basé sur KOSIM (Paulsen, 1987; Solvi, 2006), reprend des phénomènes généralement acceptés dans la littérature pour le calcul d’un ruissellement effectif. Celui-ci est généré en utilisant un paramètre de mouillage du sol (*wetting loss*) et un paramètre de retenue d’eau (*depression loss*). Ces paramètres permettent de représenter la capacité d’un sol sec à retenir une quantité d’eau qui ne sera pas ruisselée. Cette capacité de rétention est récupérée par un processus d’évaporation. Pour la surface perméable, une capacité d’infiltration du sol est également considérée. Ces paramètres peuvent être fixés ou suivre une variation saisonnière. Dans le cadre de cette étude, étant donnée la courte durée de la période d’évaluation et l’absence de données de terrain, ces valeurs ont été gardées constantes et égales à la valeur par défaut proposée par Solvi (2006). La Figure 4.12 représente le ruissellement effectif calculé à partir d’une pluie bloc (intensité de pluie constante).

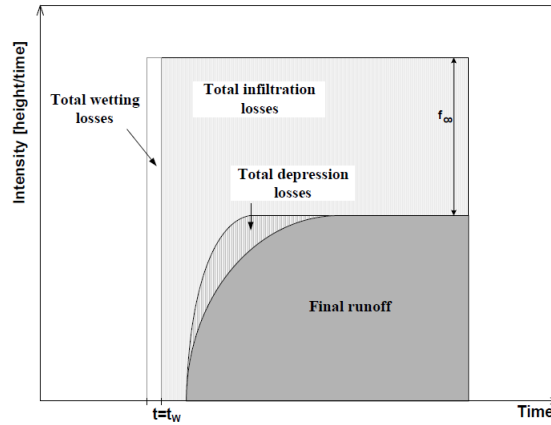


FIGURE 4.12 – Ruissellement effectif calculé à partir d’une pluie bloc sur une surface perméable (reproduit de Solvi (2006)).

Évaporation. Le processus d’évaporation est activé en temps sec et permet de vider les volumes de mouillage et d’infiltration dans le sol. Il est possible de moduler l’évaporation selon la saison et suivant une dynamique journalière (Solvi, 2006). Cependant, comme nous ne disposons pas de données expérimentales pour valider ce processus, la valeur par défaut de 650 mm/an, ainsi que la dynamique journalière d’évaporation proposée par Solvi (2006), sont utilisées (Figure 4.13).

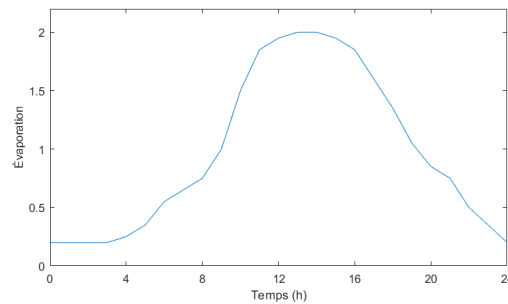


FIGURE 4.13 – Évolution de l’évaporation pendant une journée.

Infiltration indirecte. On observe que le débit après une pluie prend un certain temps avant de revenir au débit moyen de temps sec. Ce phénomène peut s’expliquer par de l’infiltration plus lente dans les réseaux d’égouts, appelé également *ressuyage* (ou RDI/I pour *Rainfall-Derived Infiltration/Inflow*) (Cyr *et al.*, 1990; Breil *et al.*, 1993). Cette restitution de l’eau de pluie au réseau peut se faire pendant une période relativement longue pouvant aller jusqu’à quelques jours. Ce phénomène est modélisé ici en ajoutant un volume de pluie à routage lent, par des réservoirs en série de plus grand volume, avant son rejet dans le collecteur principal (Figure 4.7).

Ce volume de ressuyage est supposé proportionnel à la surface des BV. Il a été déterminé pour reproduire le débit mesuré à l'entrée de la StaRRE lors des jours suivants un évènement pluvieux (Figure 4.14).

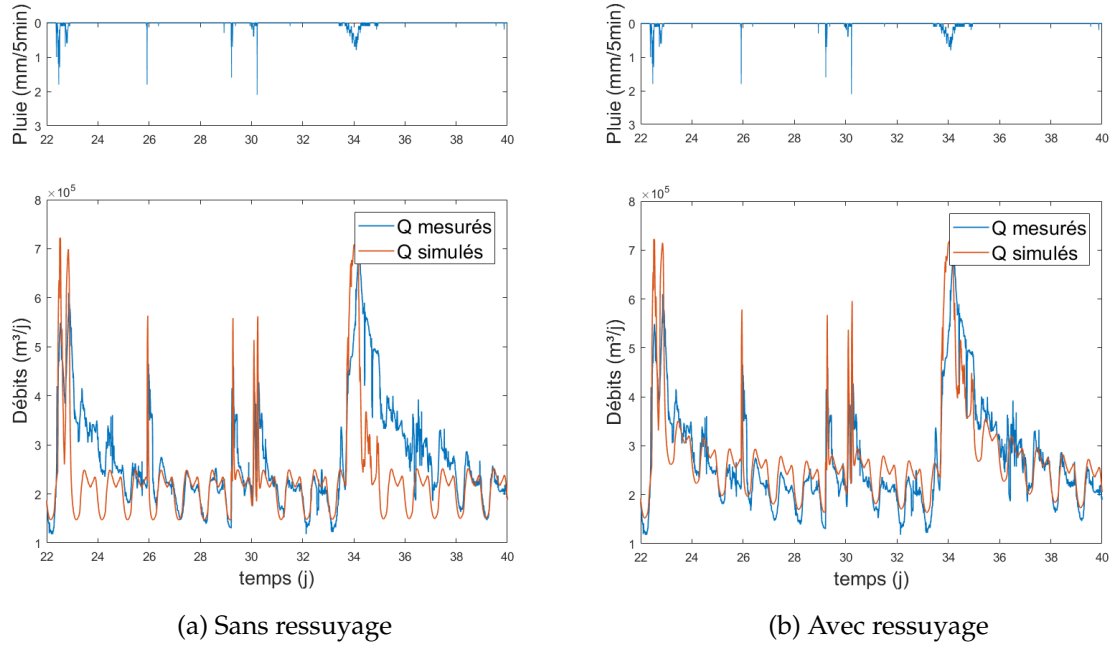


FIGURE 4.14 – Comparaison de simulations du débit à l'entrée de la StaRRE (a) sans le phénomène de ressuyage sur les BV (b) avec ressuyage.

Accumulation et lessivage des particules. Un phénomène d'accumulation de particules à la surface des BV (et leur lessivage, selon l'intensité de la pluie) est considéré pour représenter le premier flot d'orage (ou *first flush*) parfois observé au début d'un évènement pluvieux. Solvi (2006) propose deux méthodes :

- l'utilisation de données d'accumulation mesurées expérimentalement ;
- ou une fonction d'accumulation (linéaire).

Pour le cas d'étude de la Ville de Québec, aucune donnée expérimentale n'était disponible et l'utilisation d'une fonction d'accumulation a été privilégiée. L'étude effectuée par BPR (1985) a montré qu'au cours de leur période d'échantillonnage, tous les évènements pluvieux, même très rapprochés, avaient produit un premier flot d'orage. Une accumulation rapide est donc considérée. Cependant, pour ne pas permettre une accumulation exagérée de particules pendant une longue période de temps sec, un paramètre d'accumulation maximum, $M_{acc,max}$, est ajouté menant à une fonction d'accumulation asymptotique, telle que décrite par Muschalla *et al.* (2014).

Ainsi, le bilan de masse des particules accumulées sur le BV est calculé selon l'Équation 4.1.

$$\frac{dM_{acc}}{dt} = \underbrace{R_{acc} * (A * M_{acc,max} - M_{acc})}_{accumulation} - \underbrace{Ke * Rain * M_{acc}}_{lessivage} \quad (4.1)$$

où

- M_{acc} est la masse de particules accumulées (g)
- t est le temps (j)
- R_{acc} est le taux d'accumulation des particules sur le BV (1/j)
- A est la surface du BV (m²)
- $M_{acc,max}$ est l'accumulation surfacique maximale (g/m²)
- Ke est le coefficient de lessivage dépendant de l'intensité de la pluie (1/j/(mm/5 min))
- $Rain$ représente l'intensité de la pluie (mm/5 min)

Les mêmes valeurs d'accumulation surfacique maximale, $M_{acc,max}$, et de coefficient de lessivage, Ke , ont été appliquées à tous les BV. Ces valeurs ont été choisies pour reproduire l'ordre de grandeur des concentrations de MeS observées dans le réseau unitaire.

4.5 Réseau d'égouts (RE)

4.5.1 Modèle hydrologique

Dans le cadre de cette étude, les exigences liées à la modélisation intégrée et à la nécessité d'un temps de calcul relativement court ont amené à choisir un modèle conceptuel à base hydrologique pour modéliser le RE. À partir de l'outil de modélisation KOSIM (Paulsen, 1987) et des travaux initiaux de Meirlaen (2002), Solvi (2006) a développé la base de modèles KOSIM-WEST, dans laquelle les RE sont représentés par des séries de réservoirs linéaires. Dans chaque réservoir, une relation linéaire est établie entre le volume d'eau du réservoir V (m³) et son débit sortant Q_{out} (m³/j) (Équation 4.2).

$$Q_{out} = \frac{1}{k} * V \quad (4.2)$$

où k est la constante de rétention du réservoir (j).

Le volume d'eau V est défini par le bilan de masse de l'Equation 4.3.

$$\frac{dV}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \quad (4.3)$$

où

- V est le volume d'eau dans le réservoir (en m³)
- Q_{in} est le débit entrant dans le réservoir (en m³/j)
- Q_{out} est le débit sortant du réservoir (en m³/j)

D'après Solvi (2006), il s'agit d'un choix raisonnable lorsqu'on tient compte des limitations de ce type de modèle, notamment celles dues à l'hypothèse que l'écoulement est stationnaire par section, puisqu'on utilise des réservoirs linéaires. Vanrolleghem *et al.* (2009) ont développé une méthode pour pouvoir prendre en compte les effets de refoulement. Cependant, cette méthode ne sera pas utilisée dans cette étude car selon BPR (1985), les RE de la Ville de Québec présentent une pente relativement élevée, ainsi qu'un autocurage suffisamment efficace, et ne devraient donc pas être soumis à ce phénomène.

4.5.2 Calibration hydraulique du modèle

Seul un collecteur principal du RE Est de la Ville de Québec a été modélisé. Farcette (2015) s'est basé sur le modèle SWMM simplifié développé par Wipliez (2011) pour déterminer les dimensions et les pentes des conduites. La méthode de Kalinin-Miljukov décrite par Solvi (2006) a été appliquée pour déterminer le nombre de réservoirs linéaires en série nécessaires et la constante de rétention pour chaque tronçon considéré.

Le Tableau 4.4 présente les caractéristiques des tronçons de RE modélisés pour ce projet.

TABLEAU 4.4 – Caractéristiques du modèle conceptuel du réseau unitaire.

	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3
nombre de réservoirs	5	2	2
A (m ²)	440	960	1120
V _{max} (m ³)	484	2300	3200
k (j)	5.663E-03	7.362E-03	7.768E-03

4.5.3 Comportement de la pollution particulière

Advection

Les polluants (solubles et particuliers) présents dans l'eau sont soumis au phénomène de transport par advection, fonction du débit dans les conduites. Dans chaque réservoir linéaire du réseau, le bilan de masse pour le polluant j est décrit par l'Équation 4.4.

$$\frac{dM_j}{dt} = C_{in,j} * Q_{in} - C_j * Q_{out} \quad (4.4)$$

où

- M_j est la masse de polluant j dans le réservoir (g)
- $C_{in,j}$ est la concentration du polluant j entrant dans le réservoir (g/m³)
- C_j est la concentration du polluant j dans le réservoir (g/m³)
- Q_{in} est le débit entrant dans le réservoir (m³/j)
- Q_{out} est le débit sortant du réservoir (m³/j)

Décantation et remise en suspension

La pollution particulaire, modélisée par des classes de particules ayant chacune une vitesse de chute particulière, est soumise à des processus de décantation et de remise en suspension. Pour représenter ce phénomène, chaque réservoir linéaire possède un compartiment d'eau clarifiée et un compartiment à sédiments dont le volume est négligeable (Figure 4.16). Seuls les sédiments qui se trouvent dans le compartiment d'eau clarifiée sont transportés au réservoir suivant par advection, tandis qu'un transfert de sédiments entre les compartiments d'eau clarifiée et de sédiments a lieu dans chaque réservoir.

Décantation. Dans chaque réservoir et pour chaque classe de particules i , un flux massique de sédiments $F_{dec,i}$ (g/j), défini par l'Équation 4.5, décante du compartiment d'eau clarifiée vers le compartiment de sédiments.

$$F_{dec,i} = \frac{M_{clar,i}}{V} * A * v_{c,i} \quad (4.5)$$

où

- $M_{clar,i}$ est la masse de particules de classe i dans le compartiment d'eau clarifiée (g)
- V est le volume du compartiment d'eau clarifiée (m³)
- A est la surface du compartiment d'eau clarifiée (m²)
- $v_{c,i}$ est la vitesse de chute des particules de la classe i (m/j)

Remise en suspension. Dans chaque réservoir et pour chaque classe de particules j , un flux massique de sédiments $F_{resus,j}$, défini par l'Équation 4.6, retourne du compartiment de sédiments vers le compartiment d'eau clarifiée. Cette remise en suspension a lieu à un taux r_{resus} , définie par l'Équation 4.7, qui décrit la dépendance de la resuspension au débit avec un débit seuil Q_{seuil} et un paramètre n représentant l'acuité de la variation autour du seuil (Figure 4.15).

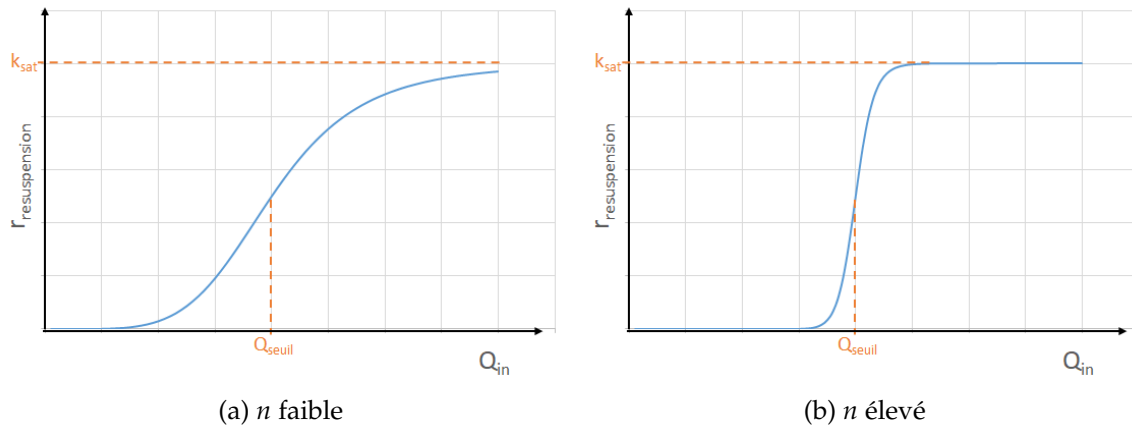


FIGURE 4.15 – Variation du taux de remise en suspension r_{resus} , décrit par l'Équation 4.7 en fonction du débit Q_{in} avec (a) une valeur de n faible (b) une valeur de n élevée

$$F_{resus,j} = r_{resus} * M_{sed,j} \quad (4.6)$$

$$r_{resus} = r_{sat} * \frac{Q_{in}^n}{Q_{in}^n + Q_{seuil}^n} \quad (4.7)$$

où

- $F_{resus,j}$ est le flux massique de particules de la classe j remis en suspension (g/j)
- $M_{sed,j}$ est la masse de particules de classe j dans le compartiment de sédiments (g)
- r_{resus} est le taux de resuspension (1/j)
- r_{sat} est le taux maximal de resuspension atteint à fort débit (1/j)
- Q_{in} est le débit entrant dans le compartiment d'eau clarifiée (m³/j)
- Q_{seuil} (m³/j) et n (sans dimension) sont des paramètres de calibration de l'augmentation sigmoïdale du taux de resuspension, dépendant du débit entrant Q_{in} .

Les différents phénomènes mis en œuvre dans le RE sont schématisés sur la Figure 4.16.

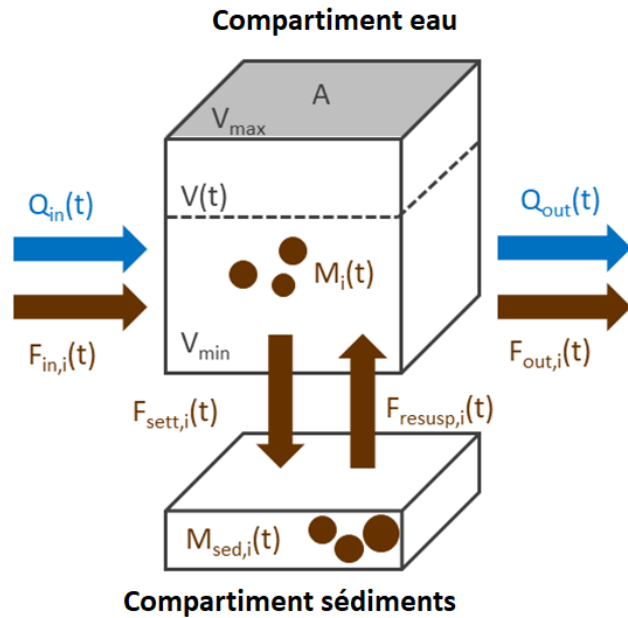


FIGURE 4.16 – Schéma du modèle de réseau d'égouts (reproduit de Ledergerber *et al.* (2019c)).

Le paramètre Q_{seuil} représente le débit pour lequel le taux de resuspension atteint 50% du taux de resuspension maximal dans le réseau. Il a été fixé à la valeur du débit moyen de temps sec de chaque tronçon, provoquant ainsi un dépôt de particules dans le compartiment de sédiments pendant les périodes de faible débit et une remise en suspension pendant les pointes de débit de temps sec. Les paramètres r_{sat} et n ont été choisis pour qu'une légère accumulation de sédiments ait lieu pendant les journées de temps sec et que cette accumulation soit éliminée par un débit de temps de pluie.

Le Tableau 4.5 présente les caractéristiques du modèle de décantation et remise en suspension des particules dans les trois tronçons de RE unitaire modélisés.

TABLEAU 4.5 – Caractéristiques de la décantation et de la remise en suspension des particules dans le RE unitaire.

	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3
Q_{seuil} (m ³ /j)	18 000	50 000	110 000
r_{sat} (1/j)	100	100	100
n	5	5	5

4.6 Bassin de rétention (BR)

4.6.1 Modèle utilisé

Certains des BR du cas d'étude sont de type gravitaire. Cependant, dû au manque de données détaillées sur le comportement de ces ouvrages, le modèle de BR proposé par Maruéjols *et al.* (2012) a été utilisé sur l'ensemble du cas d'étude. Ce modèle a été développé pour le BR de Saint-Sacrement (cf. Section 3.3.1), sur lequel des campagnes d'échantillonnage intensives ont été menées.

Le BR de Saint-Sacrement est équipé d'un puits de pompage (PP), à partir duquel la vidange du bassin est effectuée (Figure 4.17).

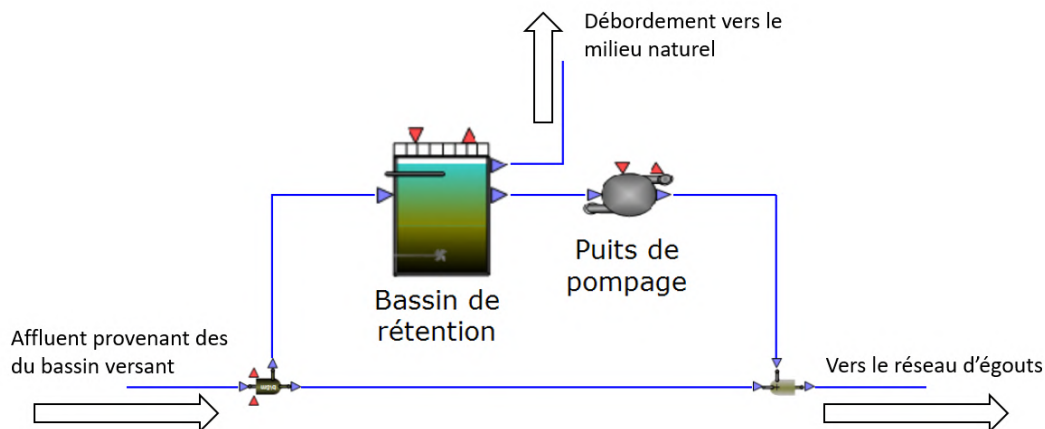


FIGURE 4.17 – Schéma de la configuration du BR.

Maruéjols *et al.* (2012) ont proposé un modèle représentant le BR par deux compartiments : un compartiment d'eau clarifiée et un compartiment des boues dont le volume est négligé (Figure 4.18). Comme dans le modèle de RE, la pollution particulaire décante dans le bassin, suivant l'Équation 4.5, pendant toute la durée de l'évènement. Cependant, compte tenu du grand volume du bassin, on considère que les débits entrant et/ou sortant du volume

d'eau clarifiée n'influencent pas toujours le compartiment des boues. Ainsi, la remise en suspension n'est activée que lorsque le volume d'eau à l'intérieur du bassin est inférieur à une certaine valeur, qui a été déterminée expérimentalement pour le bassin de Saint-Sacrement à 20% du volume total du bassin.

Le PP est quant à lui décrit par trois couches complètement mélangées, nommées "up", "mix" et "down" (Figure 4.18). L'alimentation du PP a lieu soit dans la couche "up" ou la couche "mix" selon le niveau d'eau dans le BR. La décantation de la pollution particulière a lieu pendant toute la durée de l'évènement tandis que la remise en suspension est activée sur une base temporelle. Maruéjols *et al.* (2014) ont déterminé qu'elle avait lieu pendant les deux premières heures de la vidange du BR, d'après les expériences menées sur le BR de Saint-Sacrement. La vidange est effectuée par pompage à partir de la couche "down" du PP. Lorsque les pompes de vidange sont activées, une remise en suspension des particules a lieu entre les couches "down" et "mix".

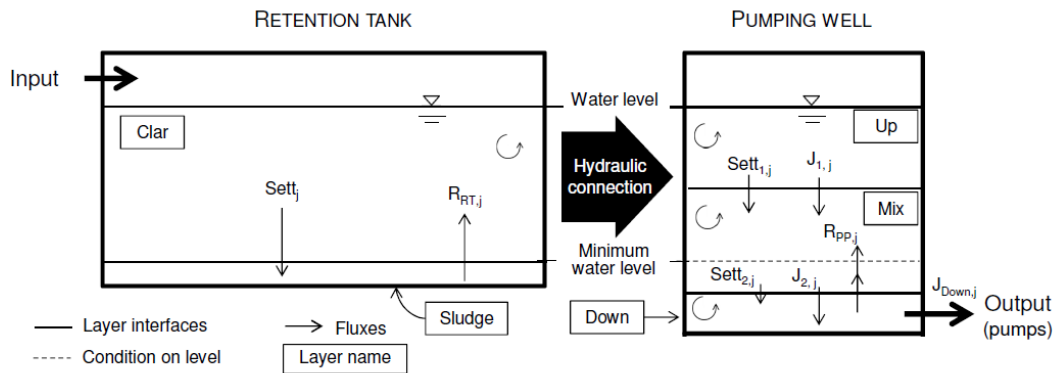


FIGURE 4.18 – Schéma du modèle de BR (adapté de Maruéjols *et al.* (2012)).

La vidange est arrêtée lorsqu'un niveau d'eau minimum (V_{min}) est atteint. Ainsi, une certaine quantité de particules reste présente dans le PP après l'évènement pluvieux et impactera le suivant. Il est à noter que le modèle de Maruéjols *et al.* (2012) a été conçu pour des simulations d'évènements individuels et ce phénomène de rétention de particules entre deux évènements, qui aura une influence sur les simulations à long terme, n'a pas été documenté. D'autre part, Maruéjols *et al.* (2012) a considéré l'ajout d'une couche d'accumulation sans volume dans le PP, dans laquelle les particules sédimentent selon leur vitesse de décantation et ne sont jamais remises en suspension. Ce phénomène n'ayant pas été quantifié, il n'a pas été pris en compte dans la présente étude.

4.6.2 Dimensionnement des bassins de rétention (BR) et des puits de pompage (PP)

Les trois regroupements de BV ayant des BR sont représentés à la Figure 4.6. Les volumes des BR réels ont été répertoriés par Farcette (2015). Ces volumes ont également été regroupés pour équiper les BV modélisés par un unique BR représentant le volume de stockage total disponible. Les volumes des PP, ainsi que des différents éléments du modèle, ont été ajustés en utilisant la même proportion que pour le BR de Saint-Sacrement. Les caractéristiques des BR et de leur PP sont présentées aux Tableaux 4.6 et 4.7.

TABLEAU 4.6 – Caractéristiques des BR modélisés.

	surface (m ²)	Vmax (m ³)	Vmin(m ³)
BR1	2 100	10 500	630
BR2	9 400	45 500	2 820
BR3	900	47 000	2 730

TABLEAU 4.7 – Caractéristiques des PP modélisés.

	surface (m ²)	Vmax (m ³)	Vmin(m ³)	Vmix (m ³)	Vboue (m ³)
PP1	51	255	15	51	15
PP2	228	1140	68	228	68
PP3	220	1100	66	220	66

4.7 Station de récupération des ressources de l'eau (StaRRE)

Cette partie présente les modèles utilisés pour représenter le traitement de la pollution particulaire au sein de la StaRRE. Trois procédés de traitement sont considérés :

- Dessableur aéré
- Décanteur primaire physico-chimique
- Biofiltres

4.7.1 Dessableur

Hydraulique

La StaRRE Est de la Ville de Québec dispose de cinq unités de dessablage en parallèle, en amont desquelles a lieu l'injection d'alun en temps de pluie, dans un canal dit "en épingle" qui assure un certain mélange avant d'alimenter les dessableurs (Figure 3.5 dans la Section 3.3).

Les tests traceurs effectués sur les dessableurs (cf. Annexe D) montrent qu'ils peuvent être modélisés par 4 réacteurs complètement mélangés (RCM) en série (Figure 4.19). Il est parti-

culièrement important de bien représenter le comportement hydraulique des dessableurs car l'alun, utilisé pour améliorer la décantation primaire, est injecté en amont des dessableurs (cf. Section 4.7.2 *Décantation primaire physico-chimique*). Ce délai entre l'injection d'alun et l'effet observable sur la décantation, qui peut causer des défis pour le bon fonctionnement d'un contrôleur, doit donc être adéquatement reproduit.

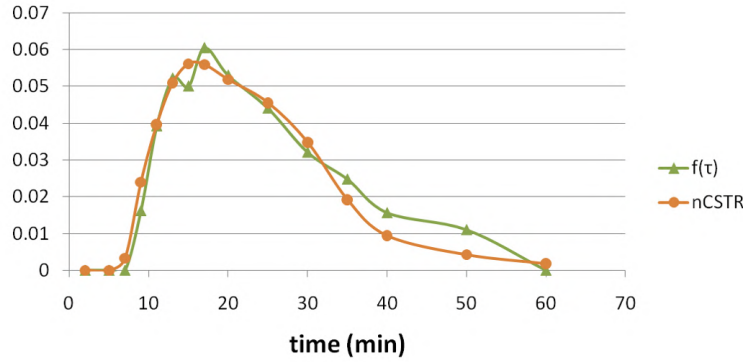


FIGURE 4.19 – Résultats du test traceur du 12 mai réalisé sur les dessableurs de la StaRRE Est de la Ville de Québec. En vert, données expérimentales. En orange, données simulées avec 4 RCM.

Modèle de dessableur aéré

Le modèle de dessableur utilisé est similaire au modèle de décanteur primaire proposé par Bachis *et al.* (2015). Le phénomène d'advection est représenté par l'utilisation de couches complètement mélangées autour desquelles un bilan de masse est calculé (Figure 4.20). Quatre RCM sont utilisés pour représenter le comportement hydraulique déterminé par le test traceur et une couche de fond est utilisée pour reproduire le soutirage des boues. Cette couche étant située en dessous de la couche d'alimentation du dessableur, elle ne change pas son temps de rétention hydraulique. Le volume d'eau dans le dessableur est considéré constant, ce qui permet de calculer le débit de l'effluent par l'Équation 4.8.

$$Q_{effluent} = Q_{affluent} - Q_{boues} \quad (4.8)$$

où $Q_{effluent}$, $Q_{affluent}$ et Q_{boues} représentent des débits aux points correspondants (m^3/j).

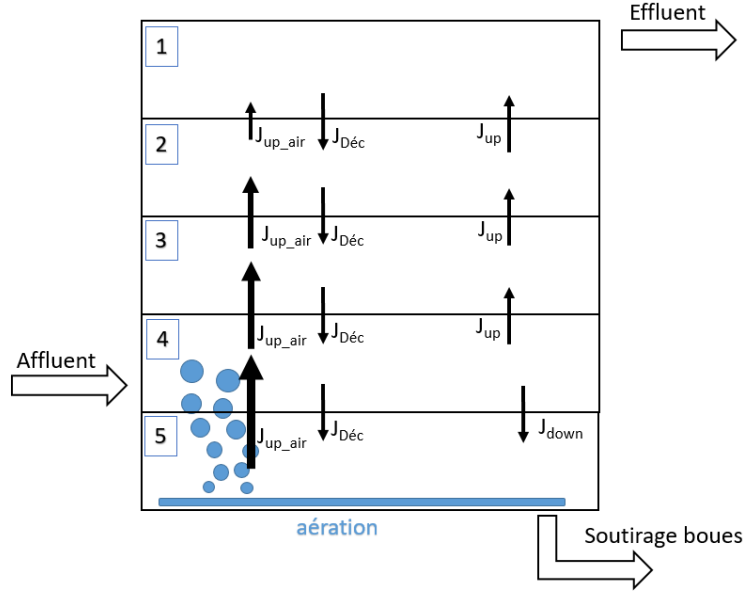


FIGURE 4.20 – Schéma du modèle de dessableur aéré où les flèches représentent les flux de particules : $J_{up,air}$ dus à l'aération, J_{Dc} dus à la décantation, J_{up} et J_{down} dus à l'advection.

Pour chaque classe de particules, les bilans de masse sont décrits par les équations suivantes. Pour la couche de surface (couche 1) (Équation 4.9) :

$$\frac{dM(1)}{dt} = A * \{J_{up}(2) - J_{dc}(1) + J_{up,air}(2) - J_{effluent}\} \quad (4.9)$$

Dans la couche intermédiaire j , entre la couche de surface et la couche d'alimentation (Équation 4.10).

$$\begin{aligned} \frac{dM(j)}{dt} = A * \{ & J_{up}(j+1) - J_{up}(j) + J_{dc}(j-1) - J_{dc}(j) \\ & + J_{up,air}(j+1) - J_{up,air}(j) \} \end{aligned} \quad (4.10)$$

Dans la couche d'alimentation (Équation 4.11).

$$\begin{aligned} \frac{dM(alim)}{dt} = A * \{ & J_{up}(alim+1) - J_{up}(alim) + J_{down}(alim-1) - J_{down}(alim) \\ & + J_{dc}(alim-1) - J_{dc}(alim) + J_{up,air}(alim+1) - J_{up,air}(alim) \\ & + J_{affluent} \} \end{aligned} \quad (4.11)$$

Dans la couche intermédiaire j , située entre la couche d'alimentation et la couche de fond (Équation 4.12).

$$\begin{aligned} \frac{dM(j)}{dt} = A * \{ & J_{down}(j-1) - J_{down}(j) + J_{dc}(j-1) - J_{dc}(j) \\ & + J_{up,air}(j+1) - J_{up,air}(j) \} \end{aligned} \quad (4.12)$$

Dans la couche de fond (Équation 4.13).

$$\frac{dM(Fond)}{dt} = A * J_{down}(Fond - 1) + J_{dc}(Fond - 1) - J_{up,air}(Fond) - J_{boues} \quad (4.13)$$

où

- M est la masse de la classe de particules considérée (g)
- A est la surface du dessableur (m²)
- J_{up} et J_{down} sont les flux de particules dus à l'advection (g/d)
- $J_{up,air}$ est le flux de particules dû à l'aération (g/d)
- J_{dc} est le flux de particules dû à la décantation (g/d)

Les flux de particules de la classe i dus aux débits sont décrits par les Équations 4.14, 4.15 et 4.16.

$$J_{affluent}(i) = \frac{Q_{affluent}}{A} * Conc_{in}(i) \quad (4.14)$$

$$J_{effluent}(i) = \frac{Q_{effluent}}{A} * Conc_{in}(i) \quad (4.15)$$

$$J_{boues}(i) = \frac{Q_{boues}}{A} * Conc(i)(Fond) \quad (4.16)$$

où

- A est la surface du dessableur (m²)
- $Conc_{in}(i)$ est la concentration de l'affluent en particules de classe i (g/m³)

Pour représenter la performance d'enlèvement des MeS observée lors des campagnes d'échantillonnage (cf. Section 3.5 Dynamique de la pollution particulaire), l'effet de l'aération présente dans les dessableurs a été modélisé. Un flux vertical ascendant de particules de la couche de fond vers la couche de sortie du dessableur est modélisé (Figure 4.20). Ce flux est dépendant de la position de la couche dans le dessableur : la couche de fond présente un flux maximal, celui-ci est décroissant lorsque l'on progresse vers la couche de sortie. Une atténuation linéaire, représentée par $k_{d,air}$, est utilisée. Les Équations 4.17, 4.18 et 4.19 modélisent ce processus.

La vitesse ascensionnelle des particules de la couche du fond à la couche subséquente, due à l'aération, est représentée par l'Équation 4.17 :

$$V_{up,air}(Fond) = \frac{Q_{air}}{A} \quad (4.17)$$

Dans les couches supérieures, une atténuation du phénomène d'aération est considérée et la vitesse des particules est représentée par l'Équation 4.18. L'atténuation est supposée indépendante de la classe de particules.

$$V_{up,air}(j) = V_{up,air}(j + 1) * k_{d,air} \quad (4.18)$$

Le flux de particules de classe i entre la couche j et $j - 1$ est représenté par l'Équation 4.19 :

$$J_{up,air}(i)(j) = V_{up,air}(j) * Conc(i)(j) \quad (4.19)$$

où

- Q_{air} est un paramètre à calibrer représentant le débit d'air de la couche du fond (m^3/j)
- A est la surface du dessableur (m^2)
- $k_{d,air}$ est le paramètre d'atténuation de l'effet de l'aération (-)
- $Conc(i)(j)$ est la concentration des particules i dans la couche j (mg/L)

Calibration et validation du modèle de dessableur

La calibration du modèle est effectuée à partir des données de MeS des campagnes d'échantillonnage (cf. Section 3.5.2). Les MeS de l'affluent ont été fractionnées en utilisant la zone typique établie à l'entrée des dessableurs (cf. Annexe C). L'outil d'estimation de paramètres de WEST[®] a été utilisé pour minimiser l'erreur quadratique moyenne (EQM) en calibrant les paramètres Q_{air} et $k_{d,air}$. Les résultats de calibration et de validation sont présentés à la Figure 4.21. L'EQM en calibration est de 28 mg/L et de 35 mg/L en validation, ce qui représente entre 14% et 17% de la concentration moyenne en MeS de l'effluent d'environ 200 mg/L. Le Tableau 4.8 présente les paramètres calibrés du modèle de dessableur.

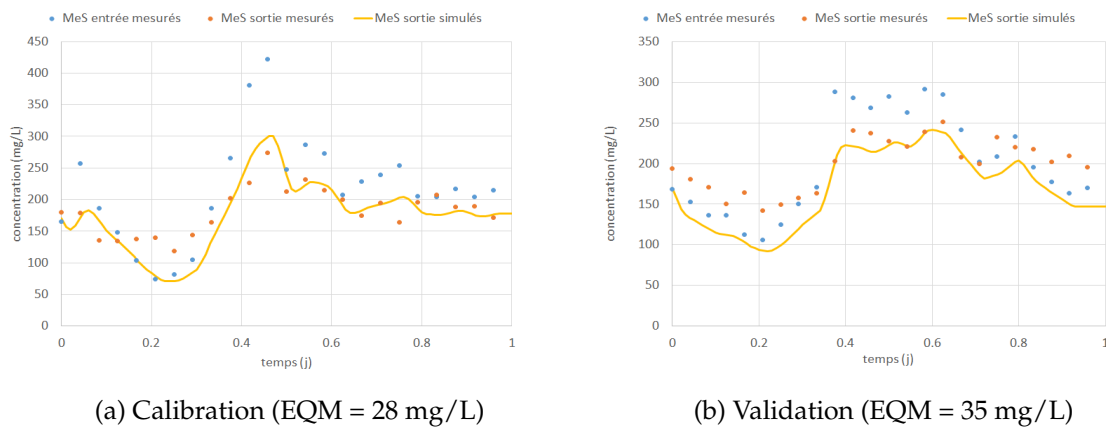


FIGURE 4.21 – (a) Calibration et (b) validation du modèle de dessableur aéré, sur les données datant respectivement du 21 et du 27 avril 2010

TABEAU 4.8 – Paramètres du modèle de dessableur.

Volume (m^3)	3000
Hauteur (m)	4
Nombre de couches	4
Débit de soutirage des sables (m^3/j)	1080
Q_{air} (m^3/j)	2500
k_{dair}	0.5

4.7.2 Décantation primaire physico-chimique

La décantation primaire à la StaRRE Est de la Ville de Québec est réalisée par sept décanteurs primaires lamellaires fonctionnant en parallèle. L'effluent de ces décanteurs est déversé dans un canal au bout duquel se trouve un point d'échantillonnage. C'est également à ce point qu'a lieu la mesure de turbidité de l'effluent des décanteurs primaires.

Hydraulique

Le test traceur du 23 septembre montre que les sept unités de décantation présentent le même comportement hydraulique (Figure 4.22). La répartition hydraulique entre les sept unités de décantation est ainsi suffisamment égale pour que l'ensemble soit modélisé en un bloc. Les tests traceurs concordent sur le fait que l'ensemble des décanteurs peut être modélisé par 7 RCM en série (Figure 4.23a), ce qui est confirmé par les autres tests traceurs effectués à différents débits (cf. Annexe D Résultats des tests traceur). D'autre part, l'échantillonnage au niveau de la sonde de turbidité (point appelé "ensemble des décanteurs" sur la Figure 4.22), montre que le canal entre la sortie des décanteurs et la sonde de turbidité peut être modélisé par 1 RCM de 795 m³ (Figure 4.23).

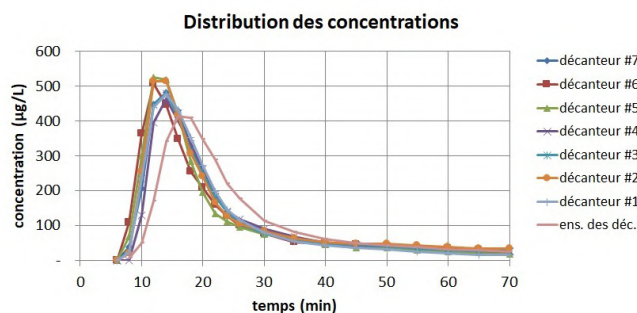
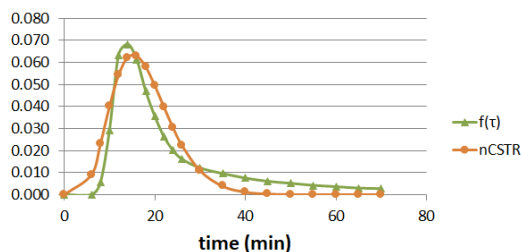
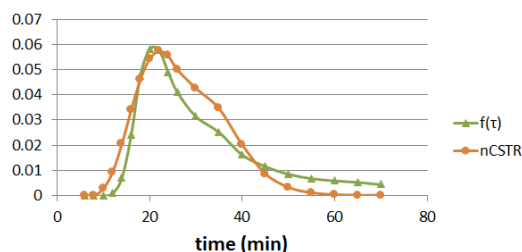


FIGURE 4.22 – Résultats des tests traceurs du 23 septembre 2011 sur les 7 décanteurs primaires de la StaRRE Est de la Ville de Québec.



(a) sortie des décanteurs (7 RCM)



(b) au niveau de la sonde de turbidité (8 RCM)

FIGURE 4.23 – Résultats du test traceur du 23 septembre 2011, (a) sortie des décanteurs. (b) au niveau de la sonde de turbidité. En vert, données expérimentales. En orange, données simulées.

Les décanteurs sont alimentés par des trappes d'alimentation situées à environ 1/3 de la hauteur à partir du fond du décanteur (Figure 4.24 et 4.25). La partie inférieure aux trappes d'alimentation est ainsi modélisée par 4 RCM. Cette hypothèse permet également une meilleure fermeture du bilan de masse du test traceur (cf. Annexe D Résultats des tests traceur).

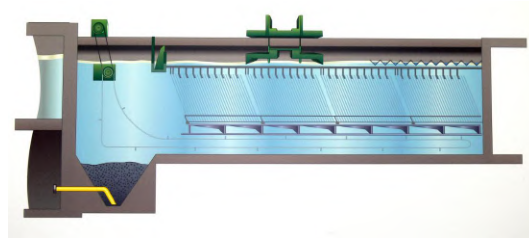


FIGURE 4.24 – Schéma de coupe transversale d'un décanteur primaire lamellaire (courtoisie de Yves Lanthier de la Ville de Québec).



FIGURE 4.25 – Intérieur d'un décanteur primaire lamellaire. Les flèches rouges désignent les trappes d'alimentation du décanteur (courtoisie de Yves Lanthier).

Modèle de décanteur primaire

Le modèle de décanteur primaire proposé est similaire au modèle de dessableur aéré présenté précédemment, à l'exclusion du processus d'aération. Il reprend donc les Équations 4.9 à 4.16, à l'exclusion des flux $J_{up,air}$ (Figure 4.26).

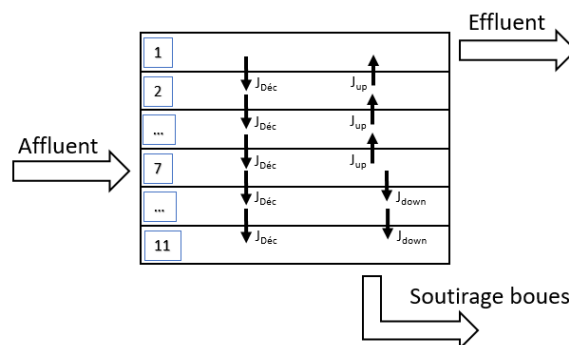


FIGURE 4.26 – Schéma du modèle de décanteur primaire où les flèches représentent les flux de particules : J_{dc} dus à la décantation, J_{up} et J_{down} dus à l'advection.

Les décanteurs étant équipés de lamelles (Figure 4.24 et 4.25), la surface projetée des lamelles a été calculée pour déterminer une hauteur de décantation, elle a été légèrement réajustée lors de la calibration (cf. Section 4.7.2).

Le Tableau 4.9 présente les paramètres du modèle de décanteur.

TABLEAU 4.9 – Paramètres du modèle de décanteur primaire.

Surface (m ²)	9545
Hauteur (m)	0.55
Nombre de couches	11
Couche d'alimentation	7
Débit de soutirage des boues Q_{boues} (m ³ /j)	1920

Calibration et validation du modèle de décanteur primaire

La Figure 4.27 présente les résultats de calibration et de validation du modèle de décanteur primaire. La surface projetée des lamelles a été réduite de 10 080 m² à 9 545 m², pour réduire l'EQM à 15 mg/L en calibration et en validation, ce qui représente 20% de la concentration en MeS de l'effluent du décanteur.

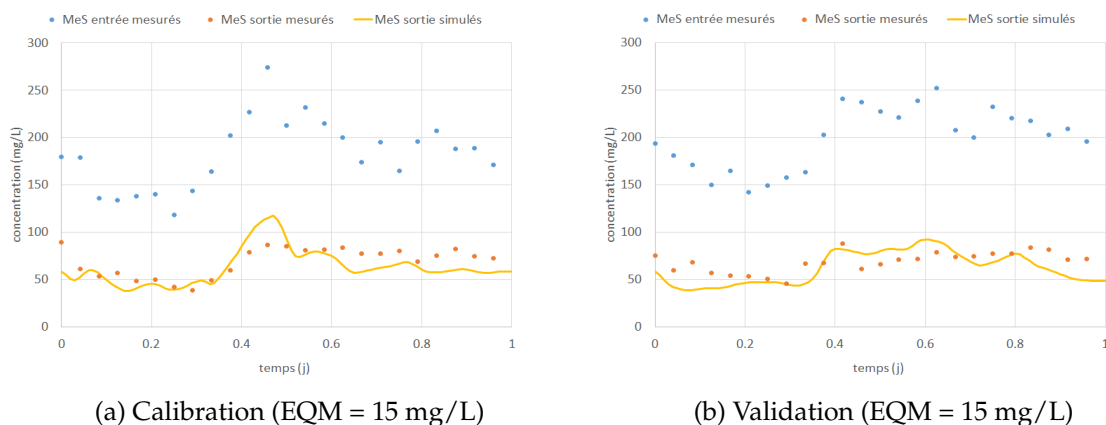


FIGURE 4.27 – (a) Calibration et (b) validation du modèle de décanteur primaire, sur les données, respectivement du 21 et du 27 avril 2010

Effet des produits chimiques

En opérant des tests ViCAS sur des échantillons d'eau usée avec et sans l'ajout d'alun (cf. Section 3.6.2 Test ViCAS sur un échantillon d'eau floculé), l'impact des produits chimiques sur la DVCP a été évaluée. Un exemple des résultats produits par Charette (2015) est présenté à la Figure 4.28. L'ensemble des résultats est présenté à l'Annexe C, Section C.5.

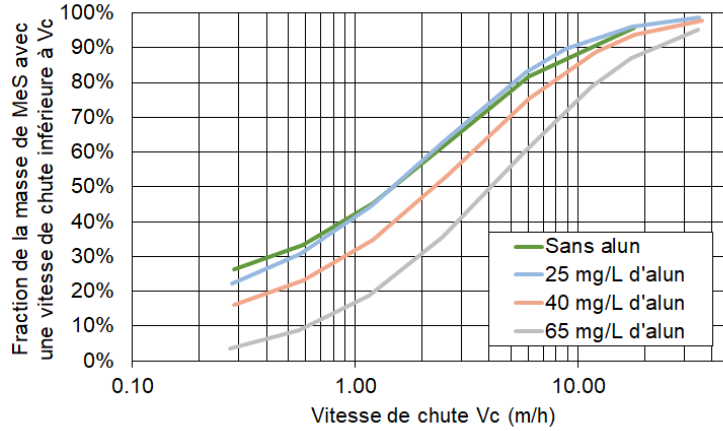


FIGURE 4.28 – Effet de l’alun sur la DVCP - exemple de tests ViCAs effectués sur le même échantillon d’eau sans alun (en vert) et et avec différentes concentrations d’alun ajouté (Charette, 2015)

D’après la Figure 4.28, le traitement chimique tend à abaisser la courbe de DVCP, ce qui suppose une hausse des fractions de particules à plus grande vitesse de décantation, au détriment des classes de particules dont la vitesse de décantation est plus faible. Le traitement chimique peut donc être modélisé en rendant le fractionnement des MeS dépendant de la concentration en produits chimiques. Les résultats expérimentaux montrent qu’une dose minimale d’alun ($S_{al,min}$) est nécessaire pour produire un effet sur la DVCP. En effet, sur la Figure 4.28, on observe que la DVCP de l’échantillon traité à 25mg/L d’alun est très proche de la DVCP de l’eau brute. D’autre part, un effet de saturation est également observé : à partir d’une concentration d’alun ($S_{al,sat}$), l’augmentation de cette concentration n’a plus d’effet sur la DVCP.

Ces observations ont mené au développement d’un modèle d’évolution de la DVCP sigmoïdale selon la concentration de produits chimiques utilisée, décrit par l’Équation 4.20. Ce modèle permet de représenter la dose minimale nécessaire pour observer un effet sur la décantabilité de l’échantillon et la dose à saturation (Figure 4.29).

Ainsi, chaque fraction f de la DVCP de l’échantillon d’eau contenant une concentration d’alun S_{al} est calculée par l’Équation 4.20.

$$f = f_{max} + (f_{max} - f_{min}) * \frac{S_{al}^{n_{al}}}{K_{al}^{n_{al}} + S_{al}^{n_{al}}} \quad (4.20)$$

où

- f_{max} est la fraction de la DVCP sans alun (en bleu sur la Figure 4.29)
- f_{min} est la fraction de la DVCP à saturation (en rouge sur la Figure 4.29)
- S_{al} est la concentration d’alun (mg/L)
- K_{al} (mg/L) et n_{al} (-) sont les paramètres d’évolution de la DVCP à calibrer.

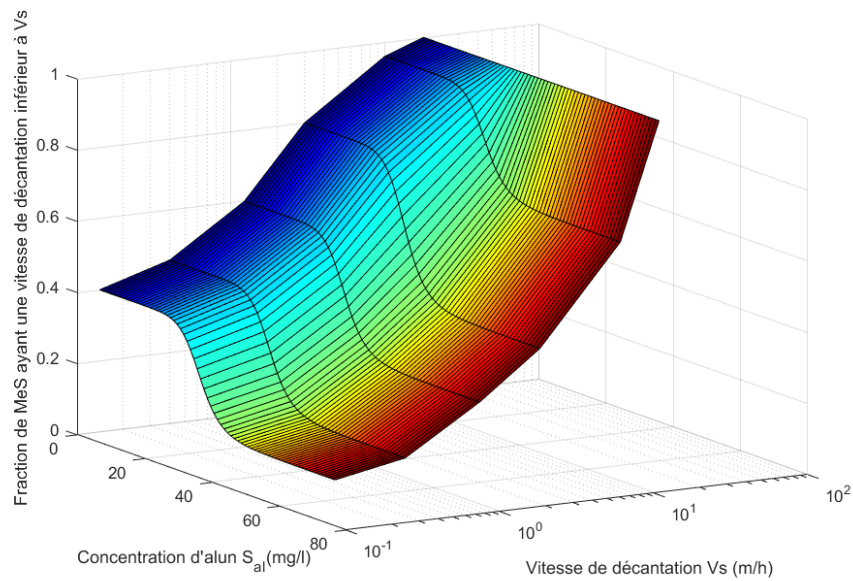


FIGURE 4.29 – Représentation du changement sigmoïdal de la DVCP dû à l’ajout de produits chimiques. La DVCP de l’eau brute est présentée en bleu, celle à saturation d’alun est représentée en rouge.

Le modèle représentant l’ajout d’alun est schématisé à la Figure 4.30.

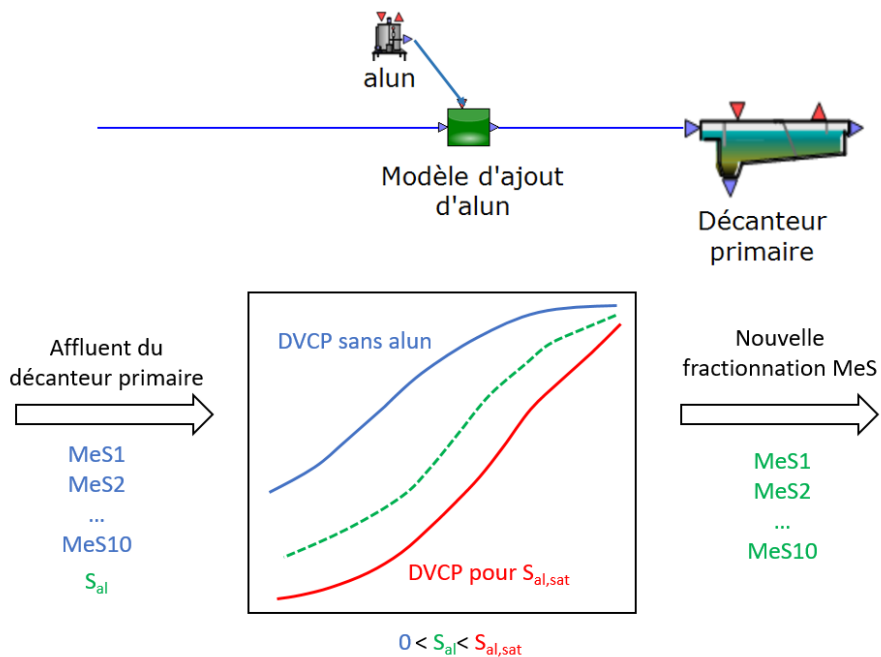


FIGURE 4.30 – Schéma du modèle d’ajout d’alun.

Calibration et validation du modèle de décanteur physico-chimique

La calibration du modèle d'ajout d'alun consiste à déterminer la DVCP à saturation et les paramètres d'évolution K_{al} et n_{al} . Pour la DVCP à saturation, deux méthodes ont été testées :

1. définir une DVCP à saturation ; et
2. calculer la DVCP à saturation en "abaissant" celle de l'affluent.

La méthode 1 utilise la DVCP la plus basse obtenue par Charette (2015) comme DVCP à saturation (courbe grise sur la Figure 4.28), tandis que la méthode 2 définit un pourcentage d'abaissement de la DVCP de l'affluent (sans alun), dépendant de la classe considérée (Figure 4.31). Pour un modèle à 10 classes de particules, cela représente 10 paramètres à calibrer.

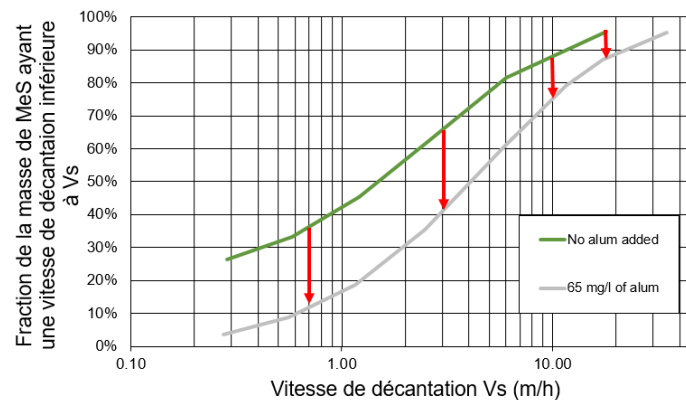


FIGURE 4.31 – Représentation de l'effet de l'alun sur la DVCP - exemple de deux tests ViCAs effectués sur le même échantillon d'eau avec (en gris) et sans (en vert) ajout d'alun.

Llinàs de Cendra (2015) a comparé les deux méthodes, qui ont montré des performances similaires en terme d'EQM. De plus, en effectuant une analyse globale de sensibilité, il a montré que le paramètre le plus sensible du modèle était toujours K_{alum} .

Au regard des données expérimentales disponibles, et de la performance similaire des deux méthodes, la méthode 1, utilisant une DVCP fixe à saturation, a été retenue afin de limiter le nombre de paramètres à calibrer.

La calibration et la validation du modèle ont été réalisées sur des données expérimentales recueillies lors des tests d'ajout d'alun à pleine échelle à la StaRRE Est de la Ville de Québec (cf. Section 3.6.2 Tests à l'échelle réelle). Les résultats sont présentés à la Figure 4.32. L'EQM en calibration est de 8 mg/L et de 28 mg/L en validation, ce qui représente respectivement 16% et 31% des concentrations moyennes en MeS de l'effluent d'environ 60 mg/L et 90 mg/L. On notera cependant que la calibration a été effectuée sur des données de temps sec ($Q_{affluent} \approx 9\,000\text{ m}^3/\text{h}$) et la validation a été effectuée sur des données de temps de pluie ($Q_{affluent} \approx 15\,000\text{ m}^3/\text{h}$). Les Tableaux 4.10 et 4.11 présentent les paramètres du modèle de décanteur primaire physico-chimique.

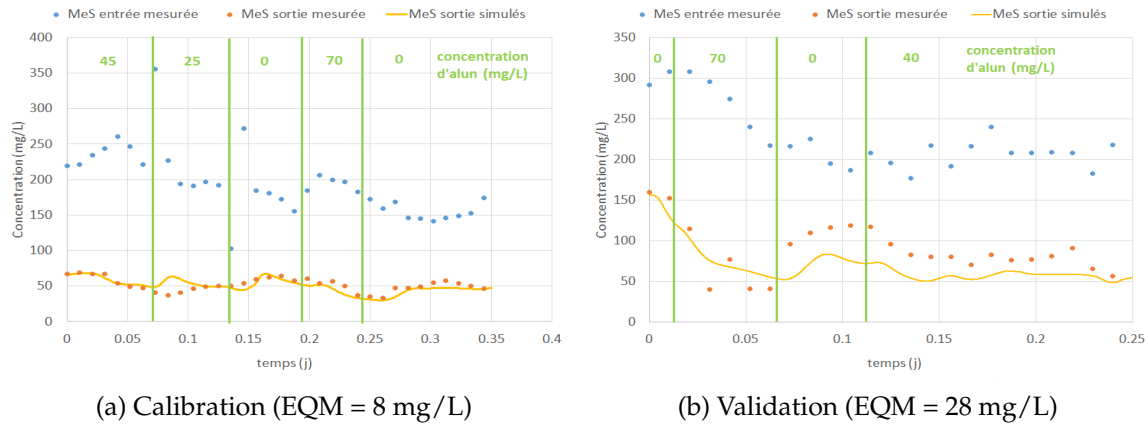


FIGURE 4.32 – (a) Calibration et (b) validation du modèle de décanteur primaire physico-chimique, sur les données, respectivement, du 25 août 2011 et du 14 janvier 2013

TABLEAU 4.10 – Paramètres du modèle de décanteur primaire physico-chimique.

K_{al}	45
n_{al}	1.5

TABLEAU 4.11 – Paramètres de la DVCP à saturation.

V_s (m/j)	fraction
832.3	95%
416.2	87%
277.4	79%
138.7	60%
59.5	36%
27.7	19%
13.4	9%
6.6	4%

Remarque

Un modèle de décantation physico-chimique simple a également été développé à partir des données expérimentales présentées précédemment. Ce modèle faisait varier de manière sigmoïdale la fraction de MeS non décantables et la vitesse de décantation (vitesse moyenne définie pour toutes les particules) en fonction de la concentration d'alun (cf. Chapitre 5). Il a servi à configurer un contrôleur régulant la quantité d'alun ajouté à la décantation primaire en fonction de la turbidité de l'effluent. On notera que le modèle de décantation physico-chimique utilisant la DVCP présente des performances similaires au modèle simple. Son avantage repose sur le fait qu'il permet de simuler la DVCP à la sortie de la décantation primaire. Le contrôleur d'ajout d'alun a été testé sur ce modèle et a donné des résultats similaires à ceux présentés dans le Chapitre 5 (Figure 5.6).

4.7.3 Biofiltres

Le principe de la biofiltration est de faire passer les eaux à traiter au travers d'une unité filtrante, constituée d'une colonne verticale dans laquelle se trouve un garnissage, ou média filtrant (Figure 4.33).

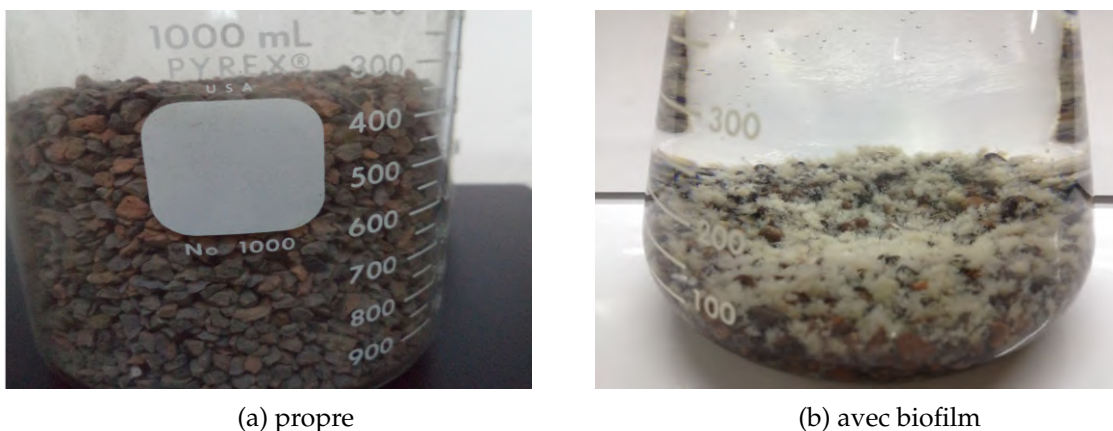


FIGURE 4.33 – Prélèvement de média garnissant les biofiltres (a) propre et (b) avec un excès de biofilm visible (courtoisie de Denis Dufour de la Ville de Québec).

Le traitement par biofiltration est effectué par les processus suivants :

- les polluants (solubles et particulaires) sont dégradés par les bactéries qui se développent sur le média, entraînant ainsi la croissance du biofilm
- les particules sont retenues lors de leur passage à travers le média

Un lavage régulier des biofiltres est effectué pour retirer les particules retenues et le biofilm accumulé sur le média filtrant. Lorsque la capacité du système de lavage n'est pas suffisante pour retirer suffisamment de particules retenues, les biofiltres colmatés sont mis en attente de lavage. Ainsi, le nombre de biofiltres actifs est temporairement réduit, menant à un potentiel by-pass des eaux à l'amont de la biofiltration.

Pour cette étude, l'objectif de la modélisation des biofiltres est de simuler les concentrations en MeS allant au milieu naturel à partir des données disponibles à la StaRRE.

Les phénomènes mis en jeu lors du traitement de la pollution particulaire par les biofiltres nécessitent des études plus poussées (Calmejeane, 2015) et la prédiction des MeS en sortie des biofiltres par les modèles existants manque de fiabilité (Bernier, 2014).

Malgré une étude détaillée des cycles de lavage et de la perte de charge mesurée sur chaque biofiltre de la StaRRE Est de la Ville de Québec, il n'a pas été possible d'établir une relation entre les nombreux paramètres mesurés pour l'opération des biofiltres et la concentration en MeS de leur effluent (Calmejeane, 2015).

Il a donc été décidé d'utiliser un modèle simple représentant la perte de capacité de la biofiltration, qui est le principal comportement qui nous intéresse dans cette étude, car il amène à un by-pass d'une partie de l'eau usée à traiter. Ainsi, en se basant sur les résultats de l'étude de Calmejane (2015), on fera l'hypothèse que la performance des biofiltres est constante à 90% d'enlèvement des MeS, mais que la capacité de la biofiltration diminue avec la charge de MeS à traiter, entraînant ainsi une augmentation de la dérivation en amont des biofiltres.

Capacité hydraulique

L'effluent des décanteurs primaires est amené aux biofiltres par un système de trois vis d'Archimède dont la capacité totale est de 15 000 m³/h (ou 360 000 m³/j), le débit excédentaire est dérivé au milieu naturel (by-pass capacité hydraulique à la Figure 4.34). Lorsqu'un biofiltre est soumis à une charge de MeS élevée, un colmatage peut se produire, ce qui réduit la capacité de traitement de la biofiltration et provoque une dérivation à l'amont de celle-ci.

La Figure 4.34 présente un schéma modélisant le module de biofiltration. Le modèle représentant l'évolution de la capacité de la biofiltration en fonction de la charge de MeS entrante est présenté ci-après.

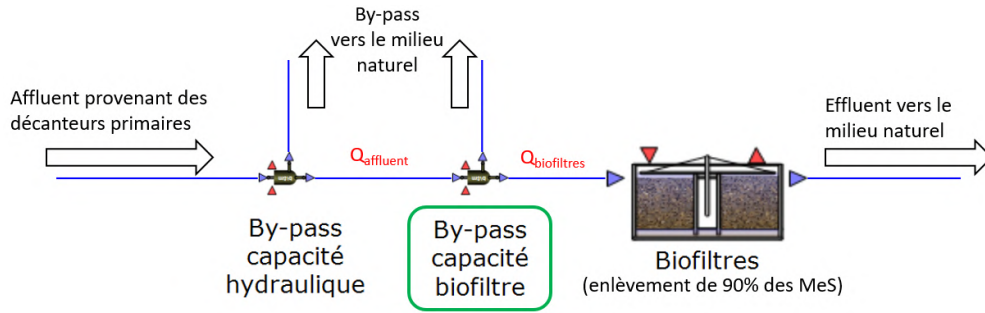


FIGURE 4.34 – Schéma du modèle de biofiltration.

Modèle de capacité de la biofiltration proposé

Le débit d'eau allant à l'ensemble des unités de biofiltration est défini par l'Équation 4.21 :

$$Q_{biofiltres} = \begin{cases} Q_{affluent} & \text{si } Q_{affluent} < N_{actif} * Q_{max,BF} \\ N_{actif} * Q_{max,BF} & \text{sinon} \end{cases} \quad (4.21)$$

Le débit dérivé avant la biofiltration, Q_{bypass} , est défini par l'Équation 4.22 :

$$Q_{bypass} = Q_{affluent} - Q_{biofiltres} \quad (4.22)$$

Le débit par biofiltre (actif), Q_{parBF} , est défini par l'Équation 4.23 :

$$Q_{parBF} = \begin{cases} \frac{Q_{biofiltres}}{N_{actif}} & \text{si } Q_{biofiltres} < N_{actif} * Q_{max,BF} \\ Q_{max,BF} & \text{sinon} \end{cases} \quad (4.23)$$

où

- $Q_{affluent}$ est le débit sortant du traitement primaire (m^3/j)
- $Q_{biofiltres}$ est le débit allant vers l'ensemble des unités de biofiltration (m^3/j)
- Q_{bypass} est le débit dérivé avant la biofiltration (m^3/j)
- $Q_{max,BF}$ est le débit maximal par biofiltre (m^3/j)
- N_{actif} est le nombre de biofiltres actifs (-)

Le nombre de biofiltres en opération peut diminuer par colmatage lorsqu'une charge de MeS supérieure à la capacité de traitement entre dans le système. Les biofiltres colmatés sont récupérés grâce au processus de lavage. Pour estimer le nombre de biofiltres en opération, un bilan de masse des MeS accumulées sur l'ensemble des biofiltres, $M_{surplus}$, est calculé selon l'Équation 4.24 :

$$\frac{dM_{surplus}}{dt} = Q_{biofiltres} * C_{MeS,affluent} - N_{actif} * CP_{parBF} - F_{lavage} \quad (4.24)$$

où

- $C_{MeS,affluent}$ est la concentration en MeS de l'affluent (g/m^3)
- CP_{parBF} est la capacité de traitement d'un biofiltre (g/j)
- F_{lavage} est le flux de MeS retirées par le lavage des biofiltres (g/j)

Le flux de MeS retirées par lavage est défini par l'Équation 4.25, permettant de représenter un lavage plus fréquent lorsque la masse de MeS accumulées sur les biofiltres est élevée.

$$F_{lavage} = \frac{1}{\tau_{lavage}} * (M_{surplus,BF,min} + M_{surplus} * f_{lavage}) \quad (4.25)$$

où

- τ_{lavage} est la constante de temps de lavage (j)
- f_{lavage} définit une fraction de la masse de MeS accumulée sur les biofiltres qui est enlevée par le lavage (-)
- $M_{surplus,BF,min}$ est la masse de MeS accumulée minimale permettant la réactivation d'un biofiltre.

Lorsqu'un biofiltre est colmaté par une masse de MeS égale à $M_{surplus,BF,max}$, il est mis en attente de lavage et ne fait plus partie des biofiltres actifs. Ainsi, la masse de MeS accumulée sur chacun des biofiltres actifs est définie par l'Équation 4.26.

$$M_{surplus,BF} = \frac{M_{surplus} - M_{surplus,BF,max} * (N_{actif,max} - N_{actif})}{N_{actif}} \quad (4.26)$$

L'évolution du nombre de biofiltres actifs, N_{actif} , compris entre 0 et $N_{actif,max}$, est définie par l'Équation 4.27, décrivant un processus de colmatage/décolmatage par lavage dépendant de la masse de MeS accumulée sur les biofiltres ($M_{surplus}$) :

$$N_{actif} = \begin{cases} N_{actif} - 1 & \text{si } M_{surplus,BF} > M_{surplus,BF,max} \\ N_{actif} + 1 & \text{si } M_{surplus,BF} < M_{surplus,BF,min} \\ N_{actif} & \text{sinon} \end{cases} \quad (4.27)$$

où

- $M_{surplus,BF}$ est la masse de MeS accumulée sur chaque biofiltre actif (g)
- $M_{surplus,BF,max}$ est la masse de MeS maximale accumulée sur un biofiltre avant son colmatage et donc la perte d'un biofiltre actif (g)
- $M_{surplus,BF,min}$ est la valeur limite de masse de MeS accumulée qui permet la réactivation d'un biofiltre (g)
- N_{actif} est le nombre de biofiltres actifs (-)
- $N_{actif,max}$ est le nombre maximal de biofiltres actifs (-)

Calibration du modèle représentant la capacité de la biofiltration

Ce modèle n'a pas été calibré avec des données quantitatives. Pour certains paramètres, les valeurs proviennent du cas d'étude, tandis que les autres paramètres (liés au lavage) ont été choisis pour reproduire le comportement observé en opération, soit le fait que pendant les pluies de forte intensité la biofiltration pouvait perdre jusqu'à 2/3 de sa capacité (communication personnelle de Denis Dufour, responsable des StaRRE de la Ville de Québec).

La StaRRE Est de la Ville de Québec dispose de 30 unités de biofiltration. Le débit maximal par biofiltre est fixé à $Q_{max,BF} = 12\,000\text{ m}^3/j$. Basé sur le constat opérationnel que les biofiltres fonctionnent correctement au débit maximal de conception soit $15\,000\text{ m}^3/h$ ou $360\,000\text{ m}^3/j$ lorsque la concentration de MeS à l'affluent est inférieure à 40 mg/L , la capacité de traitement de chaque biofiltre est ainsi estimée à $CP_{parBF} = 480\text{ kg/j}$.

Les paramètres de lavage τ_{lavage} et f_{lavage} ont été choisis de manière qu'en temps sec, une masse de MeS s'accumule sur les biofiltres en période de pointe et soit en grande partie retirée pendant les périodes creuses (Figure 4.35). La durée d'un cycle de lavage est de 20 min et deux lavages peuvent être effectués en parallèle, la constante de temps de lavage est ainsi fixée à $\tau_{lavage} = 0,00694\text{ j}$.

Les paramètres $M_{surplus,BF,max}$ et $M_{surplus,BF,min}$ modélisent le déclenchement, respectivement, de la mise en attente de lavage d'un biofiltre colmaté et de sa remise en fonctionnement après lavage. Ils ont été choisis pour reproduire qualitativement la perte de capacité de la biofiltration observée sur le terrain.

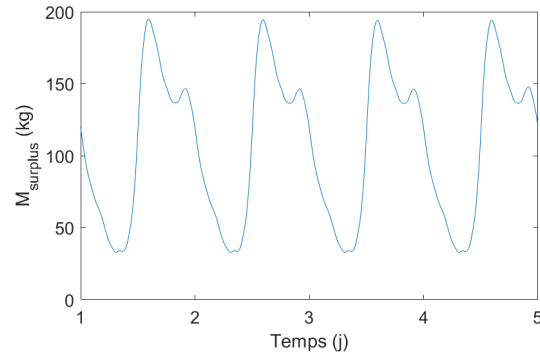


FIGURE 4.35 – Évolution de la masse de MeS accumulée sur les biofiltres $M_{surplus}$ en temps sec.

Le comportement du modèle est présenté à la Figure 4.36 : à l'arrivée d'une charge de MeS importante, le nombre de biofiltres actifs diminue, entraînant une dérivation des eaux à traiter à l'amont des biofiltres. Les cycles de lavage permettent alors la récupération de la capacité de la biofiltration.

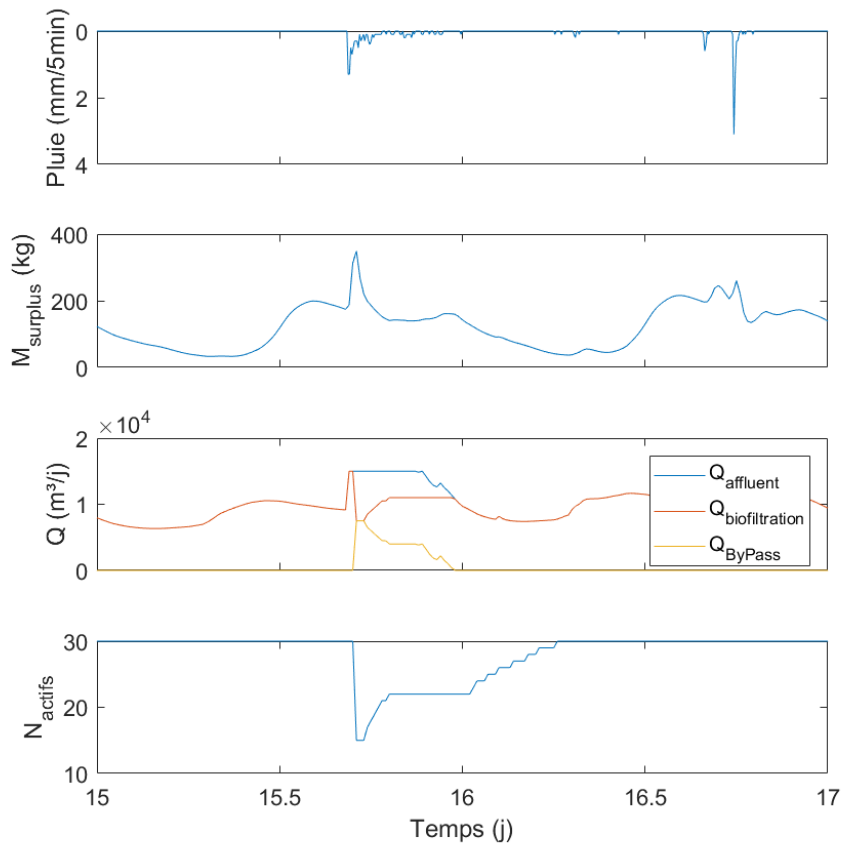


FIGURE 4.36 – Évolution de la capacité de la biofiltration lors d'un évènement pluvieux.

Le Tableau 4.12 présente les paramètres calibrés du modèle représentant la perte de capacité de la biofiltration.

TABEAU 4.12 – Paramètres du modèle de perte de capacité de la biofiltration.

f_{lavage}	0.8
$k_{\text{lavage}} (j)$	0.00694
$N_{\text{actif, max}}$	30
$M_{\text{surplus, max}} (g)$	13 000
$M_{\text{surplus, min}} (g)$	500
$Q_{\text{max, par biofiltre}} (m^3/j)$	12 000
$CP_{\text{max, par biofiltre}} (g/j)$	480 000

4.8 Modèle intégré du SIAU

4.8.1 Description

Les modèles présentés précédemment, calibrés sur les données recueillies localement, ont été combinés pour former un modèle intégré (Figure 4.37), dont le choix de configuration est expliqué à la Section 4.3. Le modèle intégré est composé des BV1, BV2 et BV3, qui disposent chacun d'un BR, et du BV4, qui ne dispose pas de volume de stockage. Le RE unitaire est modélisé en trois tronçons. La StaRRE est composée d'un traitement préliminaire par dessableurs, d'un traitement primaire physico-chimique, et d'un traitement secondaire par biofiltration. Le milieu récepteur n'est pas modélisé.

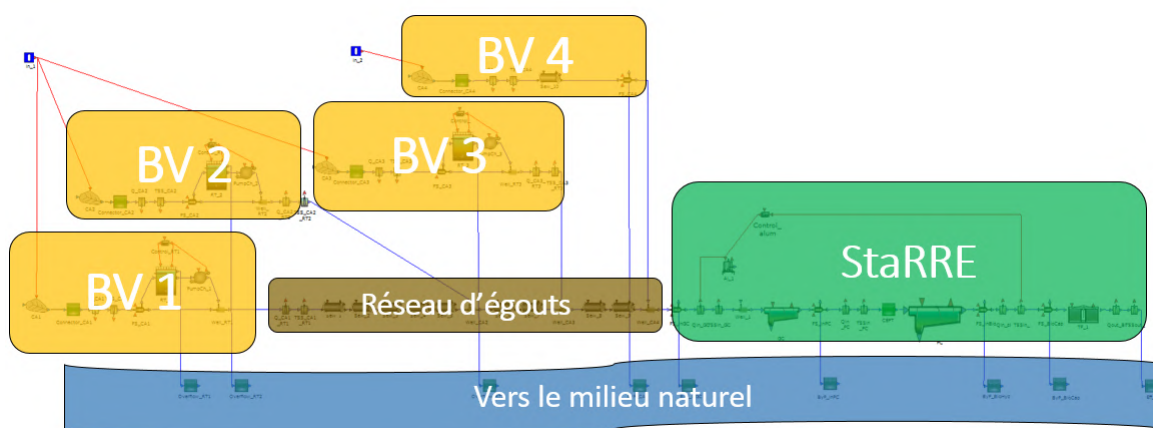


FIGURE 4.37 – Configuration du modèle intégré.

Les données de pluie, fournies en mm/5 min, proviennent de deux pluviomètres, soient :

- le pluviomètre U921 (Beauport) pour les BV1, BV2 et BV3
- le pluviomètre U03A (Nord-Ouest) pour le BV4.

4.8.2 Capacités hydrauliques

Puisque le modèle de RE conceptuel ne permet pas de reproduire les phénomènes de surcharge hydraulique, la possibilité de déversement est représentée et gérée par des seuils hydrauliques, assurant ainsi que les débits dans les tronçons ne dépassent pas leurs débits maximaux de conception, limite essentielle au réalisme du modèle. Le Tableau 4.13 présente les débits maximaux admissibles dans les Tronçons 1, 2 et 3 à l'amont desquels les BV respectivement 1, 2 et 3 sont raccordés.

TABLEAU 4.13 – Débits maximaux dans les tronçons de RE modélisés.

	Qmax (m ³ /j)
Tronçon 1	65 000
Tronçon 2	481 000
Tronçon 3	725 000

Les capacités hydrauliques de conception de chaque ouvrage de la StaRRE sont présentées au Tableau 4.14, elles sont modélisées par une possibilité de déversement régulée par un seuil.

TABLEAU 4.14 – Capacité hydraulique de la StaRRE.

	m ³ /h	m ³ /d
à l'entrée des dessableurs	30 000	720 000
à l'entrée des décanteurs primaires	15 000	360 000
à l'entrée de la biofiltration	15 000	360 000

4.8.3 Calibration du modèle intégré

Deux séries de données, collectées au printemps 2012 et à l'automne 2014, ont été utilisées pour la calibration et la validation du modèle intégré.

L'objectif est de reproduire l'évolution des débits et des concentration de MeS à l'aide du modèle intégré. Les débits dépassant les seuils de capacité hydraulique des RE sont déversés et ne sont pas retournés à la StaRRE. Le fonctionnement des BR, qui n'a pas été étudié sur ces jeux de données, n'est pas représenté.

Les données de turbidité ont été mesurées à l'entrée de la StaRRE Est de la Ville de Québec. Les données de débits, fournies par la Ville de Québec, sont mesurées aux dégrilleurs, en amont des dessableurs.

Les patrons journaliers de débits et de MeS ont été réajustés pour mieux représenter leur dynamique à l'entrée de la StaRRE. Pour utiliser les mêmes patrons sur les quatre BV, il a été nécessaire d'ajouter un volume de routage pour le BV4. Ce BV générant l'équivalent

du débit des trois autres BV, son routage est effectué avec les réservoirs en série ayant les caractéristiques du tronçon 3.

La Figure 4.38 présente la comparaison entre les débits mesurés et simulés à l'entrée de la StaRRE. La dynamique journalière est représentée, ainsi que celle des pointes de débits dues aux pluies. Cependant, lors des pluies, les débits de pointe simulés sont plus élevés que les débits mesurés et la diminution de débit après la pluie est également plus rapide.

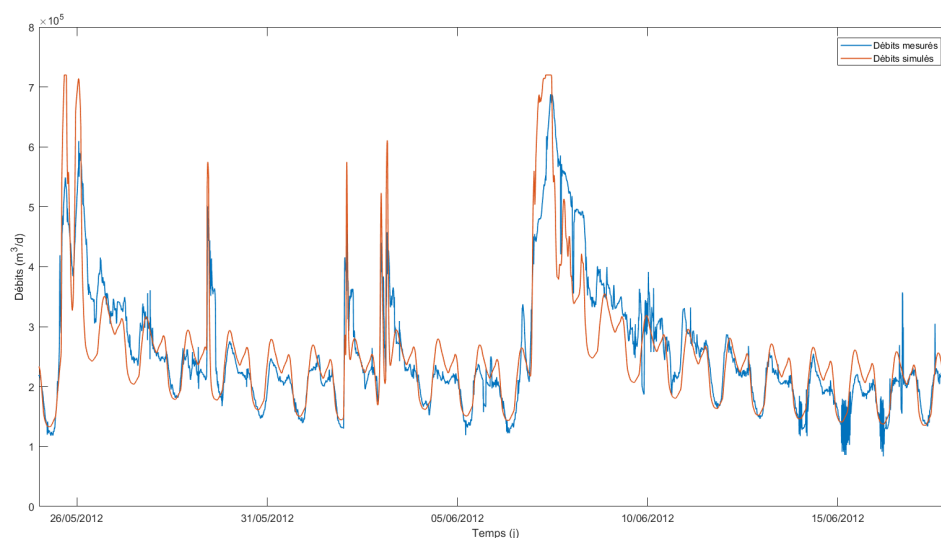


FIGURE 4.38 – Débits mesurés (en bleu) et simulés (en orange) à l'entrée de la StaRRE, calibration sur les données de 2012.

La représentation de la concentration de MeS a présenté plus de défis que pour les débits, à cause du grand nombre de paramètres pouvant l'influencer. En effet, les MeS peuvent être à la fois dues aux eaux sanitaires, à la remise en suspension dans les RE et au lessivage des BV. La Figure 4.39 représente la comparaison des concentrations de MeS simulées et mesurées. On observe que la dilution des MeS après un événement pluvieux est parfois encore trop importante (cf. 13/05 sur la Figure 4.39).

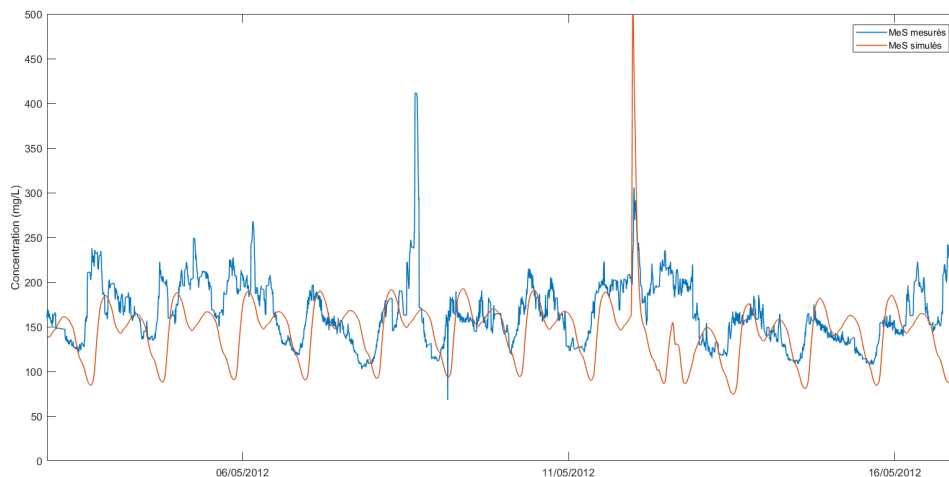


FIGURE 4.39 – MeS mesurées (en bleu) et simulées (en orange) à l’entrée de la StaRRE, calibration sur les données de 2012.

4.8.4 Validation du modèle intégré

Le modèle intégré calibré a été testé sur des données collectées lors d’une campagne de mesures menée à l’automne 2014. La comparaison des débits est présentée à la Figure 4.40 et celle des concentrations de MeS à la Figure 4.41. Le modèle représente relativement convenablement la dynamique des débits, mais prédit une valeur de débits légèrement plus élevée que la mesure, suggérant que la production d’eau évalué à 450 L/j/EH lors de la calibration sur les données de 2012 pourrait être ré-évaluée.

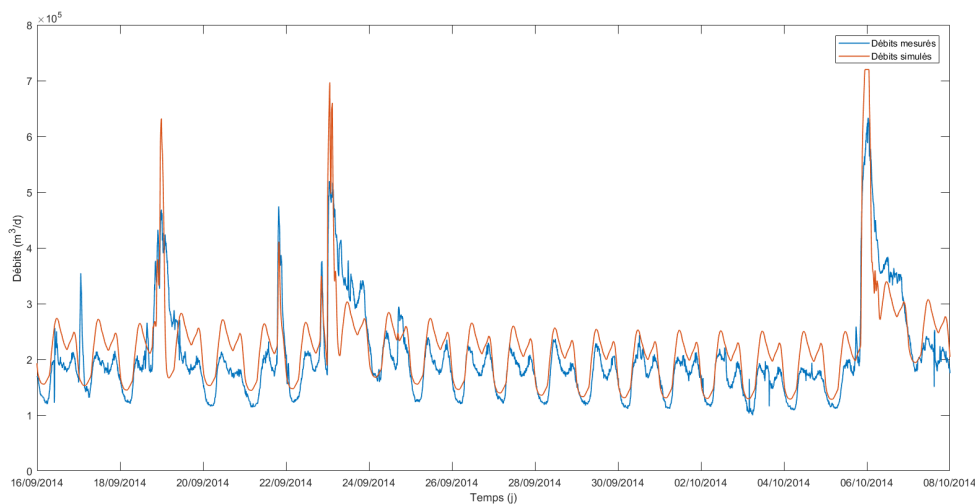


FIGURE 4.40 – Débits mesurés (en bleu) et simulés (en orange) à l’entrée de la StaRRE, validation sur les données de 2014.

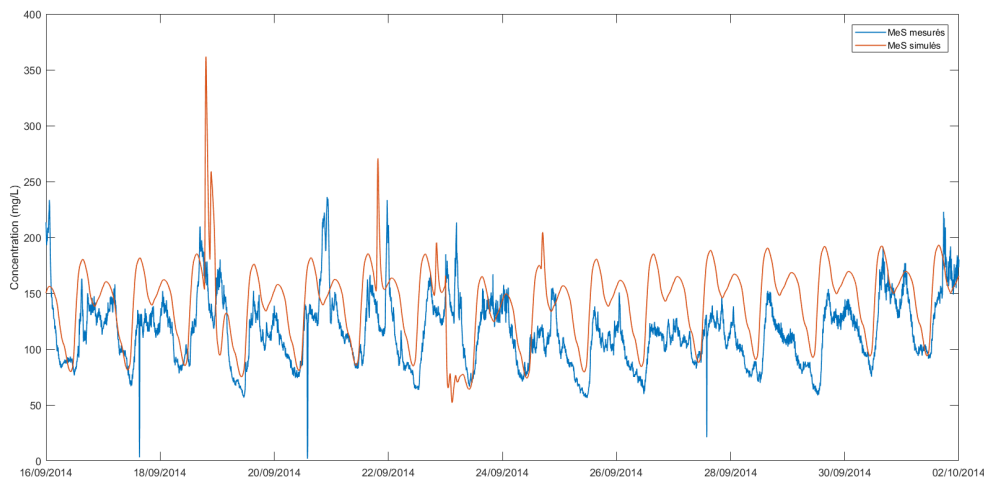


FIGURE 4.41 – MeS mesurées (en bleu) et simulées (en orange) à l’entrée de la StaRRE, validation sur les données de 2014.

On observe que certaines pointes de MeS mesurées (par exemple le 08/05 sur la Figure 4.39 ou le 21/09 sur la Figure 4.41) ne sont pas reproduites par le modèle. Deux explications peuvent être avancées :

- la pointe de MeS peut être due à un évènement pluvieux localisé qui n’aurait pas été capturé par un des deux pluviomètres utilisés par le modèle ;
- de part sa localisation (cf. Section 4.39), le capteur de turbidité à l’entrée de la StaRRE peut mesurer de la pollution particulaire provenant de retours d’eau internes à la StaRRE (retour des surnageants des épaisseurs de boues et des laveurs de sable).

Ce travail de modélisation a ainsi été réalisé à plusieurs échelles. Au niveau local, chaque sous-système a été étudié, autant que possible en se basant sur des données quantitatives. Tandis qu’à l’échelle du modèle intégré, considéré dans sa globalité, l’objectif est de représenter un SIAU de manière "réaliste".

Le plus grand défi pour l’atteinte de ce réalisme fut de trouver l’équilibre entre le niveau de détail minimal requis et la performance du modèle. Ainsi, pour les phénomènes suivants, les paramètres ont été choisis dans l’objectif de reproduire qualitativement un comportement observé :

- la transformation de la pluie en ruissellement effectif
- l’accumulation et le lessivage des particules sur les BV
- la remise en suspension des particules dans les BR et dans le RE unitaire

Nonobstant ces limitations et leurs conséquences, le modèle intégré a été jugé acceptable pour représenter de manière suffisamment réaliste le comportement d’un SIAU afin d’étudier des contrôleurs basés sur la mesure de la qualité de l’eau.

Chapitre 5

Chemically enhancing primary clarifiers : Model-based development of a dosing controller and full-scale implementation

Auteurs : *Sovanna Tik et Peter Vanrolleghem*. Publié dans *Water Science and Technology*.

5.1 Préambule

Ce chapitre présente le développement d'un contrôleur ayant pour objectif l'optimisation d'un système d'injection d'alun à la décantation primaire. Il est le résultat d'un projet de recherche à visée opérationnelle, réalisé en étroite collaboration avec les Services de traitement des eaux usées de la Ville de Québec. Ce projet de recherche a abouti à l'implantation à échelle réelle du système de contrôle automatisé. Malgré des tests concluants, le système de contrôle n'a finalement pas été adopté par les gestionnaires pour une utilisation opérationnelle, essentiellement à cause de l'effort requis pour assurer un bon fonctionnement du capteur de turbidité.

Les principaux points à retenir sont :

- Un modèle de décantation physico-chimique, permettant de prédire la turbidité de l'effluent en fonction de la quantité de coagulant injecté, a été proposé.
- Le modèle a permis le développement d'un contrôleur régulant l'injection. Un régulateur PI avec une composante anti-saturation (anti-windup) a été sélectionné.
- L'implantation du contrôleur à échelle réelle a été réalisée avec succès. Un retour d'expérience, insistant sur le besoin de développer des compétences interdisciplinaires, est exposé.

5.2 Résumé

L'ajout de produit chimiques au traitement primaire peut être utilisé pour atténuer les effets nuisibles sur les procédés de traitement des eaux usées des variations de l'affluent lors d'évènements pluvieux. En particulier, il peut réduire la charge de polluants particulaires arrivant au traitement secondaire par biofiltration, qui peut souffrir de colmatage par la surcharge de matières particulaires. Dans le présent document, un modèle simple de décantation primaire est présenté. Il permet de prendre en compte les effets de l'ajout de produits chimiques sur la décantation des particules. Des stratégies de contrôle pour optimiser le processus de traitement par l'ajout de produits chimiques ont été élaborées et testées en réalisant des simulations à partir de ce modèle. La stratégie de contrôle la plus adéquate en termes de performance du traitement, d'économie de produits chimiques et d'effort d'entretien a été retenue. La mise en place à l'échelle réelle du contrôleur a été réalisée à l'automne 2015 et les résultats obtenus ont confirmé le comportement du système de contrôle. Les problèmes pratiques liés à cette mise en œuvre sont abordés.

Mots-clefs : contrôle de procédés ; fonte des neiges ; gestion en temps de pluie ; modèle mathématique ; réglage de contrôleur ; turbidité

5.3 Abstract

Chemically enhanced primary treatment (CEPT) can be used to mitigate the adverse effect of wet weather flow on wastewater treatment processes. In particular it can reduce the particulate pollution load to subsequent secondary unit processes, such as biofiltration, which may suffer from clogging by an overload of particulate matter. In this paper a simple primary clarifier model able to take into account the effect of addition of chemicals on particle settling is presented. Control strategies that optimize the treatment process by chemical addition were designed and tested by running simulations with this CEPT model. The most adequate control strategy in terms of treatment performance, chemicals saving, and maintenance effort was selected. Full-scale implementation of the controller was performed during the autumn of 2015 and the results obtained confirmed the behaviour of the controlled system. Practical issues related to the implementation are presented.

Keywords : controller tuning ; mathematical modelling ; process control ; snowmelt ; stormwater ; turbidity

5.4 Introduction

For years, the Saint-Charles River in Québec City (Canada) has suffered from around fifty combined sewer overflows (CSOs) annually. In an effort to regain recreational uses of the river and re-naturalize the riverbanks, fourteen retention tanks (RT), totaling a capacity of over 150,000 m³, were constructed to reduce the CSOs. However, the RT emptying is currently only controlled on the basis of flow rate. At the end of a rain event, the RT are indeed emptied at the maximum acceptable flow rate at the inlet of the water resource recovery facility (WRRF), with the aim of recovering the storage volume as fast as possible in case of a future rain event.

Two WRRF, named East and West, collect wastewater of the 540,000 inhabitants of Quebec City. They have respectively been designed to treat a mean flow rate of 9,625 m³/h and 6,540 m³/h, their acceptable peak flow rates being about 15,625 m³/h and 13,125 m³/h. With the current emptying management rules of the RT, the WRRF have to operate at maximum capacity for an extended period of time after each major rain event. Such conditions can deteriorate the treatment process, especially primary clarification, inducing excessive fouling of the subsequent biofilter-based treatment stage, reducing its performance. The primary treatment has thus been enhanced by chemical addition on an event basis in order to comply with the effluent regulation requirements. Figure 5.1 presents a flowsheet of the Québec City East WRRF.

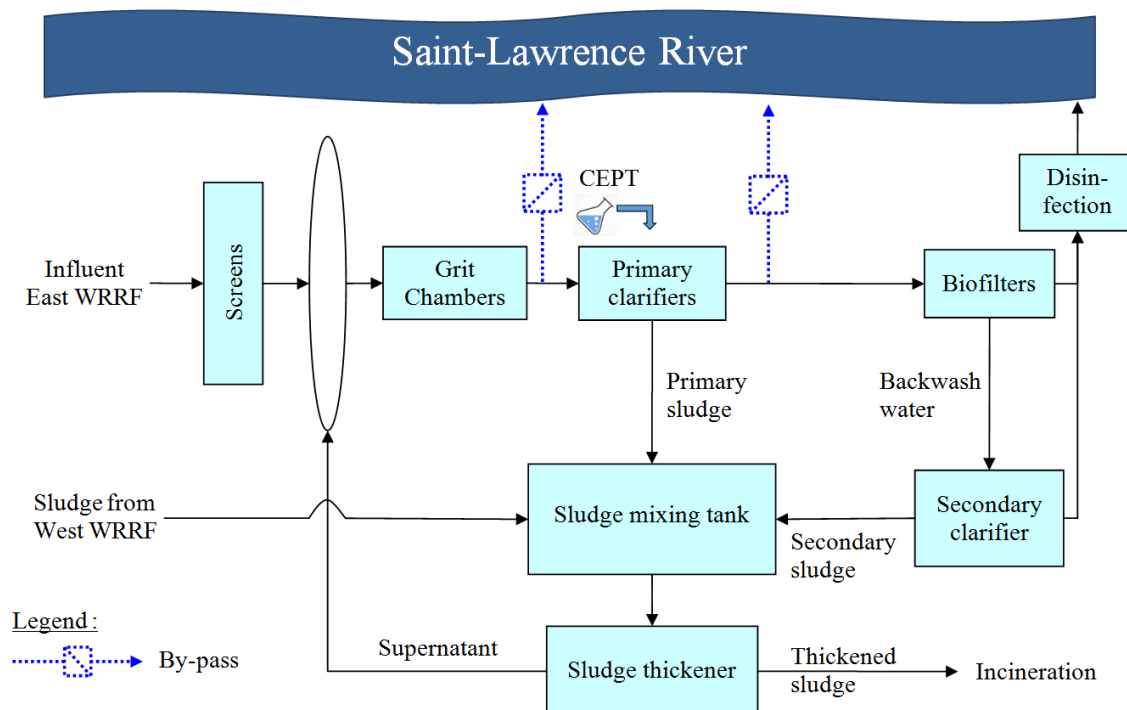


FIGURE 5.1 – Schematic process flow diagram of the Québec City East WRRF.

A preliminary study based on lab experiments, confirmed by one full-scale test, recommended to use 70 mg/L of alum on a dry basis and 0.2 mg/L of polymer (Lajoie et Collin, 2008). However, other experiments have in the meantime shown that in many cases such alum dosage is excessive, resulting in operational problems and economical loss. This study aimed to increase knowledge on chemically enhanced primary treatment (CEPT), which is a widespread process when the secondary treatment (as in our case the biofilters) needs to be protected. CEPT is also gaining attention in view of achieving energy neutrality by increasing the capture of carbon to be fed to digesters (Meerburg *et al.*, 2015) or in combination with novel processes which need low COD/N-ratio influent to perform mainstream deammonification (Xu *et al.*, 2015). To maintain good primary effluent quality, despite the large influent characteristics variation (rain, snowmelt...), automatic control of the chemical addition based on effluent quality measurements is proposed in this paper.

After 40 years of actual use, process control of wastewater treatment processes can be considered state of the art, even though its acceptance is still suffering from reluctance with operators (Olsson *et al.*, 2014). Also, except for volume/level and flow rate control, the application of control systems has mainly been used to better operate biological processes and especially activated sludge systems for carbon and nutrient removal. Next to flow and level meters, measurement equipment most relevant for primary treatment control consists of turbidity sensors. These robust sensors have been shown to be reliable since the early 90s (Thomsen et Nielsen, 1992; Nyberg *et al.*, 1996). Indeed, these optical probes were soon equipped with autocleaning devices such as wipers, air brushes and now also ultrasonic cleaning systems to guarantee signal quality (Vanrolleghem et Lee, 2003). Importantly, installation quality, maintenance procedures and data quality assurance have also improved significantly as experience was collected with these sensors in a variety of situations (Alferes *et al.*, 2013b).

This study thus takes advantage of the availability of reliable turbidity measurements to set up an automated chemical dosing system that is able to achieve a certain concentration of suspended solids (measured as turbidity) in the primary effluent. The objectives of the control system are to minimize chemical use while maintaining secondary treatment performance, especially under wet weather and snowmelt conditions that challenge the primary treatment stage. To make the development of the controller as efficient as possible, a new primary clarifier (PC) model taking into account chemical addition was first developed based on extensive lab and full-scale experiments. This model was then used to test different control strategies and tune the optimal controller, which has been selected based on its performance as well as operational constraints. This turbidity-based CEPT controller has finally been implemented and tested in full-scale.

The experimental work conducted to support the model development and to demonstrate the performance of the controller is described first. The developed PC model is then presented, followed by the presentation of the selected controller, its tuning and its performance,

first in simulation and subsequently in full-scale. Some practical implementation issues that were encountered are presented to the readers before the conclusions are drawn.

5.5 Data collection and analysis

5.5.1 Turbidity and total suspended solids (TSS) measurements

To get a good understanding of the system's behaviour and to identify key parameters of the PC model, extensive field campaigns were carried out. The legislation standards relevant for this study are based on total suspended solids (TSS) concentration data, which are time-consuming and expensive measurements, even more if high frequency time series are needed. Using turbidity data recorded by a sensor as a substitute are thus very interesting. Unlike TSS, turbidity measurements are immediately available, allowing a real-time controller scheme to be considered.

The possibility to monitor influent and effluent quality of the PCs has been evaluated by the utility (Québec City), resulting in the permanent installation of a turbidimeter (Hach Solitax®) at the outlet of the PCs. Moreover, for the duration of the controller development project, a portable measuring station RSM30 (Primodal Systems, ON, Canada; [Rieger et Vanrolleghem \(2008\)](#)) equipped with several sensors, in particular with turbidimeters, was installed at the inlet of the PCs ([Alferes et al., 2013b](#)). Figure 5.2 shows typical recorded data of the daily dynamics in turbidity measurements at the inlet and outlet of the PC and the impact of a small rain event occurring on April 17th. At noon on April 18th the TSS-data indicate the manual cleaning activity that took place. Calibration tests confirmed that the correlation between turbidity and TSS can evolve depending on water characteristics and further investigations may thus be needed in this area. Still, the two measurement dynamics seem alike ([Tik et Vanrolleghem, 2012](#)), which allows us to conclude that turbidity measurements provide a suitable assessment of TSS concentration.

From an operational point of view, the long-term in-situ experiments that were conducted revealed that to ensure proper operation, the sensors' maintenance can be limited to one manual cleaning per week. This is an acceptable effort for the utility.

In order to be used as controller inputs, raw data given by the sensors need to be filtered to eliminate non representative data, such as outliers, which are identified using statistical methods that are tuned on the basis of previously analysed data ([Alferes et al., 2013b](#)). Moreover, a kernel smoother has been applied to decrease noise. This data treatment is important to ensure the development of a stable controller. With a 5-second measuring interval, the sensor is recording a large amount of data, and a moving average is calculated and stored as 1-minute interval data. These data were used to perform long-term simulations.

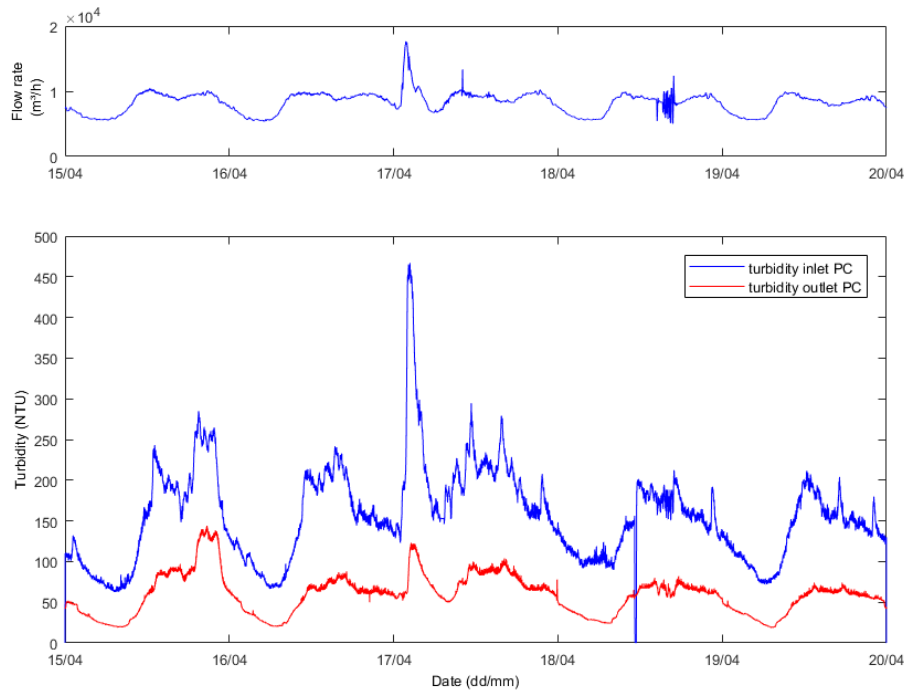


FIGURE 5.2 – Daily dynamics of flow rate and turbidity at the inlet and at the outlet of the primary clarifier. On top, the WRRF influent flow rate.

5.5.2 Jar-test

The CEPT-chemicals used are alum as coagulant (added at the inlet of the grit chamber) and an anionic polymer as flocculent (added at the inlet of the PC). Jar-tests were carried out to determine the optimal dosage range. Since the main chemical supply cost comes from the coagulant it was decided to use a relatively high polymer concentration (0.15 mg/L) and to modulate alum concentration to achieve the desired turbidity in the supernatant. Dosing between 25 and 65 mg/L of alum on a dry basis was found optimal. Below this concentration range no effect of alum addition could be discerned and adding more alum did not yield any improvement in settling behaviour. These experiments suggested variation of the settling characteristics with alum addition following a sigmoidal function. Further experiments could be performed to better understand the effect of the wastewater temperature on the effectiveness of the alum addition. For instance, it was noticed that an increase of the alum concentration range could be useful during snowmelt periods.

5.5.3 Tracer test

Several tracer tests using rhodamine WT, which is an innocuous soluble and inert product which can be detected down to very low concentrations by fluorimetry, have been performed to determine the hydraulics of the grit chamber and PC under different incoming flow rates. The average hydraulic retention time in each process unit has been determined. An extensive experiment performed simultaneously on the 7 parallel PCs showed a not often seen agreement between effluent tracer concentrations (Figure 5.3), which indicates an excellent distribution of the influent flow over the 7 PC units.

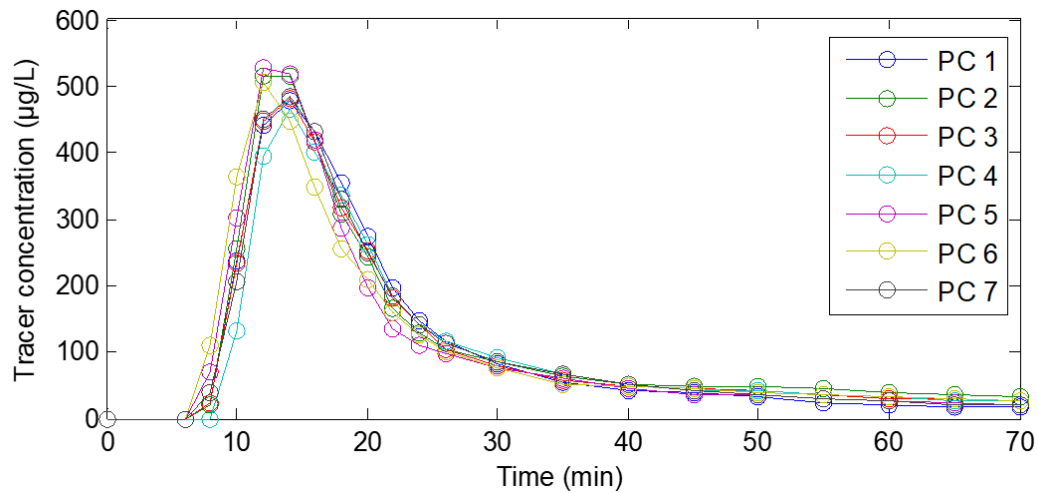


FIGURE 5.3 – Tracer concentration profiles collected at the outlet of each of the seven parallel PCs of the Québec East WRRF. The tracer test was conducted by injecting a pulse of Rhodamine WT at the inlet of each PC at $t=0$. The flow rate was maintained constant at about $10,000 \text{ m}^3/\text{h}$.

5.5.4 Full-scale experiments protocol

Full-scale experiments were conducted for calibration and validation of the model and for evaluation of the controller's performance. The calibration/validation experiments consisted of adding a constant dose of polymer and by making step changes in the applied alum concentration. Each step change was continued for a period of about 40 minutes to ensure that the PC outlet concentration reached a new steady state. The calibration experiment was conducted under dry weather conditions, whereas more challenging wet weather conditions were monitored for the validation experiment. During the whole process turbidity and TSS concentrations were measured at the inlet and the outlet of the PCs.

5.6 Model and controller development

5.6.1 New PC model for CEPT

The model used for developing the controller has been set up in the ®WEST modelling software (mikebydhi.com). The tracer test results showed that the grit chambers, at the inlet of which alum is injected, can be modelled by four completely mixed reactors. The primary clarifiers can be fairly well represented by a reactor composed of homogeneous layers, providing a 1D vertical profile of the TSS concentrations in the PC. In the present case, the tracer test indicated eleven layers were needed with the reactor being fed in the sixth layer. Furthermore, since the tracer test was performed simultaneously on the seven parallel primary clarification units of the East WRRF (Figure 5.3), it was possible to deduce from the very similar tracer outlet profiles that an excellent hydraulic distribution over the seven units was achieved. This allowed simplifying the model as the seven PCs could thus be modelled as a single lane with the combined settler surface. Finally, since the turbidity sensor at the primary clarifiers' outlet is located after a channel where all PCs flow into, the channel itself has been modelled by inserting an additional reactor to ensure that the resulting delay is properly covered. This results in the configuration presented in Figure 5.4.

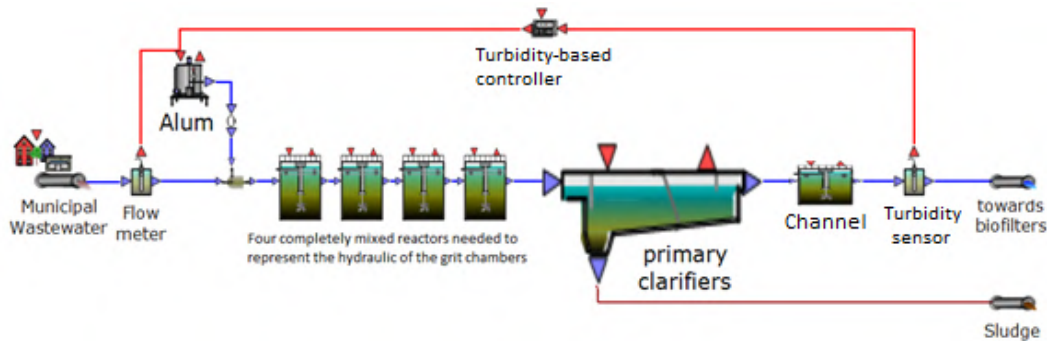


FIGURE 5.4 – Model configuration of the East WRRF primary clarifier in WEST®.

The proposed PC model was based on the one presented by Gernaey *et al.* (2001). The effect of alum addition on sedimentation was modelled by making the fraction of non-settleable suspended solids (f_{ns}) depend on the alum concentration at the inlet (Figure 5.5a) and by extending the settling velocity model by a dependency of the settling velocity parameter (V_0) on the local alum concentration in the considered layer (Figure 5.5b). The time evolution of the alum concentration in the layers thus had to be modelled as an advective model of this soluble component throughout the different PC-layers.

To describe the above mentioned sigmoidal dependency of the settling characteristics on the chemical concentration, the following mathematical functions, respectively for the non-settleable fraction of TSS, f_{ns} (Equation 5.1) and the particle settling velocity, V_0 (Equation 5.2) were used :

$$f_{ns} = f_{ns,max} - (f_{ns,max} - f_{ns,min}) \frac{C_{alum,inlet}^n}{K_{al}^n + C_{alum,inlet}^n} \quad (5.1)$$

$$V_0 = V_{0,min} + (V_{0,max} - V_{0,min}) \frac{C_{alum,inlet}^{n'}}{K_{al}^{n'} + C_{alum,inlet}^{n'}} \quad (5.2)$$

where :

- $f_{ns,max}$ and $V_{0,min}$ are respectively the non-settleable fraction of TSS and the particle settling velocity, when no alum is added.
- $f_{ns,min}$ and $V_{0,max}$ are respectively the non-settleable fraction of TSS and the particle settling velocity, when the amount of alum added is higher than the value at which a saturation effect on the improvement of settling characteristics is observed.
- K_{al} and K_{al}' are the alum-concentration where the alum-effect is at 50.
- n and n' are exponents which determine the sharpness of the sigmoidal shape (a larger n making the transition from minimum to maximum values sharper).
- $C_{alum,inlet}$ and $C_{alum,layer}$ are respectively the concentration of alum at the inlet of the primary clarifiers and in the layer where the settling velocity is calculated.

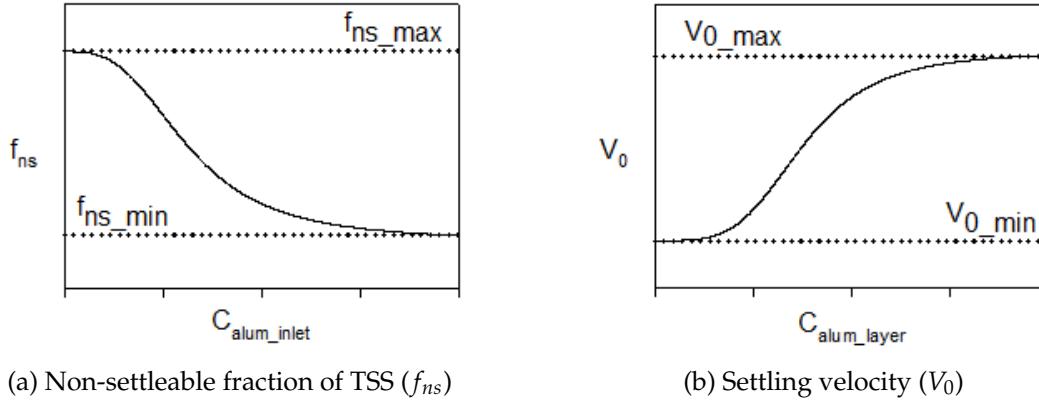


FIGURE 5.5 – Proposed evolution of (a) the non-settleable fraction of TSS (f_{ns}), and (b) the settling velocity (V_0), depending on the alum concentration at the inlet of the PC and the local alum concentration in the considered layer, respectively $C_{alum,inlet}$ and $C_{alum,layer}$.

The hydraulic configuration was reproduced using a series of completely mixed reactors. It was indeed essential to accurately represent the hydraulic retention time of the system since the delay between the injection of chemicals and its actual effect has an important impact on the controller design. Indeed, a delay that is important compared to the process dynamics negatively affects controllability of a system (Gujer, 2008) and it is thus essential to accommodate for this by proper controller design and tuning (see below).

5.6.2 Calibration and validation of the PC model for CEPT

Figure 5.6a demonstrates that the proposed model enhancements allow a good simulation of the primary clarifiers' outlet during an experiment of full-scale alum addition with step alum concentration changes. In fact, the root mean square error between the data and the model results is only 9 mg/L, which is comparable to typical TSS measurement errors. The delay between changes in alum addition (located prior to the grit chamber, see Figure 5.4) and related outlet TSS concentration variations is clearly visible in the data and simulation results. The three peaks observed on the inlet TSS concentration data are probably due to operational conditions, as there were concomitant to sudden variations of the flow rate. The particle load generated with these flow rate changes seems to be captured well by the primary clarifiers since no evident impact on the outlet TSS concentration is observed.

The validation results are shown in Figure 5.6b. Even at these significantly higher flows (about 15,000 m³/h), the model is able to predict effluent TSS concentrations on the basis of flow rates, influent TSS concentrations and alum concentrations. The root mean square error, at 23 mg/L, is somewhat higher than for calibration but this is still quite acceptable for a challenging model validation. Most importantly for controller design is that the dynamics (delay and step response) are well captured by the model. This will allow proper tuning of the controller's parameters.

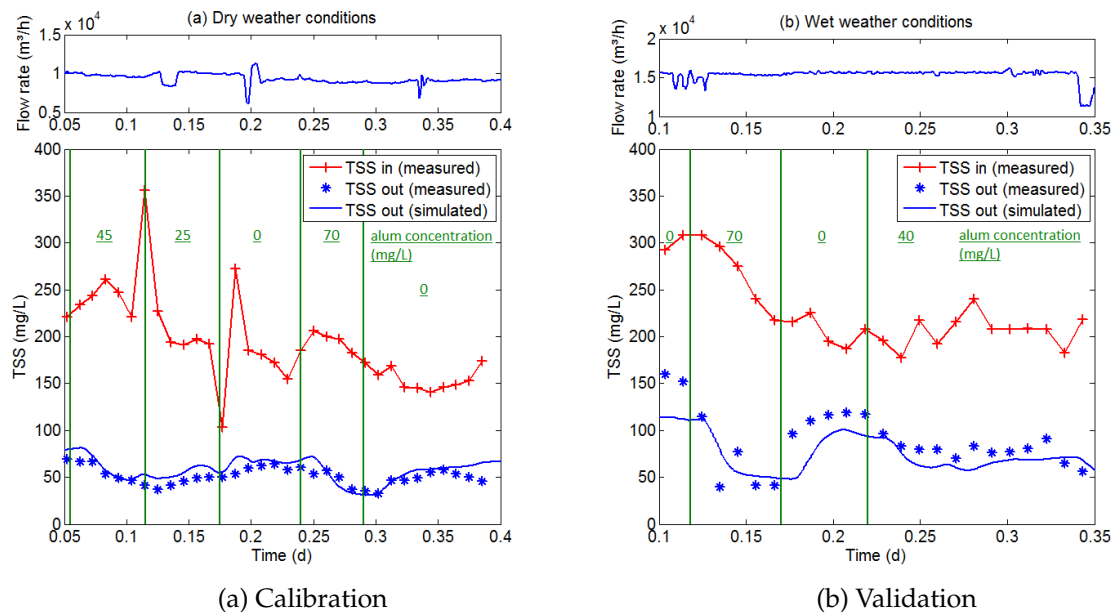


FIGURE 5.6 – Inlet and outlet experimental TSS results of full-scale experiments performed (a) on August 25th during dry weather conditions and used for model calibration and (b) on January 14th during wet weather conditions and used for model validation. The solid blue line shows the simulation results. Values of the concentration of alum added are underlined and the times of the step changes in the alum concentration are marked by the vertical lines. Graphs on top represent the WRRF influent flow rate measured during the experiments.

5.6.3 Controller design and tuning

Different control strategies were tested with the model. Due to the fairly low residence time of the treatment units, a PI-feedback controller based on the PC's outlet turbidity was deemed sufficient, with an anti-windup component to deal with controller saturation. As the results will show, a relatively low gain controller can handle the relatively slow TSS-load variations without the need for a feedforward controller component based on an upstream turbidity sensor that would require an additional investment and much more maintenance work. Still, a feedforward component is intrinsically present since the actual control action is the inlet alum concentration and the amount of alum to be added to achieve the requested alum concentration in the wastewater, is calculated using the measured incoming flow rate. The model configuration of the controlled system is given in Figure 5.4.

To evaluate the gain of installing this controller, a simulation study was conducted. Three scenarios were simulated :

1. open loop situation, no alum is added ;
2. a constant alum concentration addition which ensures that the TSS concentration at the outlet of the primary clarifiers is below a given value most of the time ;
3. a controlled system which aims at respecting the same TSS concentration, defined as the set-point of the controller.

Figure 5.7 shows that scenario 2 presents over-performance during low-loaded periods, which means that too much alum is used. Scenario 3 allows about 20% reduction in chemical addition while presenting similar performance in terms of the respect of the effluent TSS concentration objective. This set-point TSS value is based on the operators' expert knowledge in maintaining good secondary treatment efficiency by biofiltration. Hence, the short effluent TSS peaks due to the controller response delay are known not to jeopardize the subsequent treatment process. They are thus considered insufficient to warrant the burden of installing a turbidity sensor at the PCs inlet and adding a feedforward component to the controller.

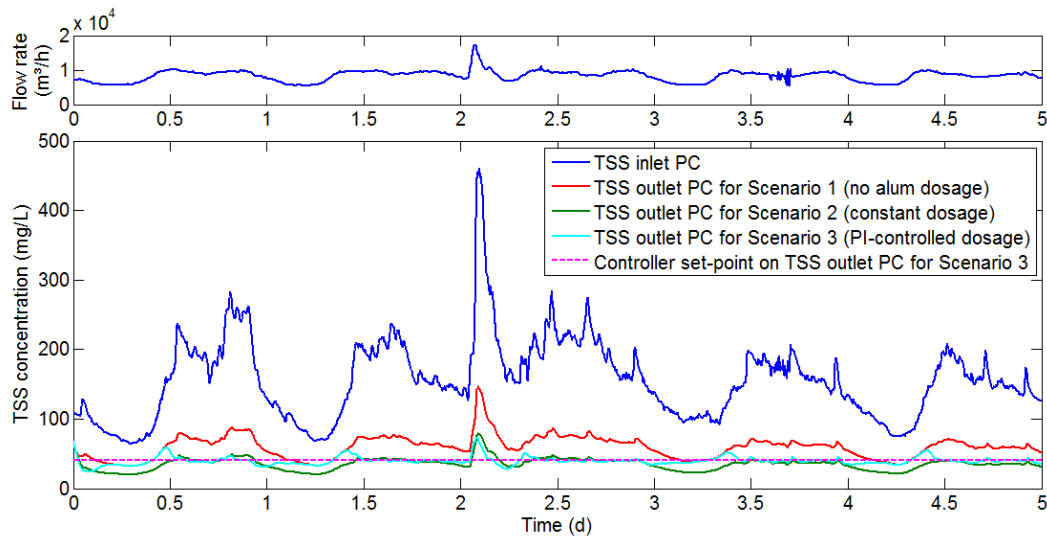


FIGURE 5.7 – Primary clarifiers (PC) inlet and outlet TSS concentrations for the 3 simulated scenarios (no alum dosage, constant dosage and PI-controlled dosage).

5.6.4 Full-scale implementation and testing of the controller

Full-scale implementation of this controller was completed during the winter of 2015 and supervised tests were conducted during the snowmelt period and during rain events. Under normal dry weather conditions, CEPT is not currently needed to maintain the treatment process performance. In order to use the turbidity signal as input for the feedback controller, a kernel average smoother is used to remove noise (see Figure 5.8).

On Figure 5.8 a demonstration run of the operational controller is presented. During the first hour, when the turbidity-based controller is switched on, a constant dosage of alum at 45 mg/L is applied (Figure 5.8, red line). The measured turbidity results (green line) clearly show that it takes some time after the dosing was started (12:30) before the beneficial effect of alum dosing becomes visible in the effluent turbidity (around 13:00). This delay of about 30 minutes is due to the retention time in the grit chamber and PC. After 1 hour the alum addition controller is activated, allowing it to modulate the alum concentration in the influent within the range of 25 mg/L to 65 mg/L. In case the required dosage would drop below 25 mg/L the alum dosage is stopped completely as the jar tests have shown that below 25 mg/L no enhancement of settling is to be expected. Similarly, a dosing above 65 mg/L is not useful since that does not bring about any further improvement in PC performance. The controller's action is visible in the slow decrease in alum dosing, which is due to the integral action of the PI-controller that reacts on the off-set (bias) that exists between the measured turbidity and the set-point.

The controller performance on two set-point changes at 14:21 and 15:37 respectively (Figure 5.8, pink dashed line) is illustrated on Figure 5.8. The obtained turbidity results (green

line) clearly show the ability of the controller to modulate alum injection to reach and maintain the set-point despite the considerable time delay in the system. The actual alum pump flow rate results (Figure 5.8, light blue line) reflect the feedforward of the influent flow rate variations around 15:10 and 16:00. Noteworthy is that the delay after the second set-point change is shorter than the first one. This is probably due to the reduced retention time caused by the increased influent flow rate.

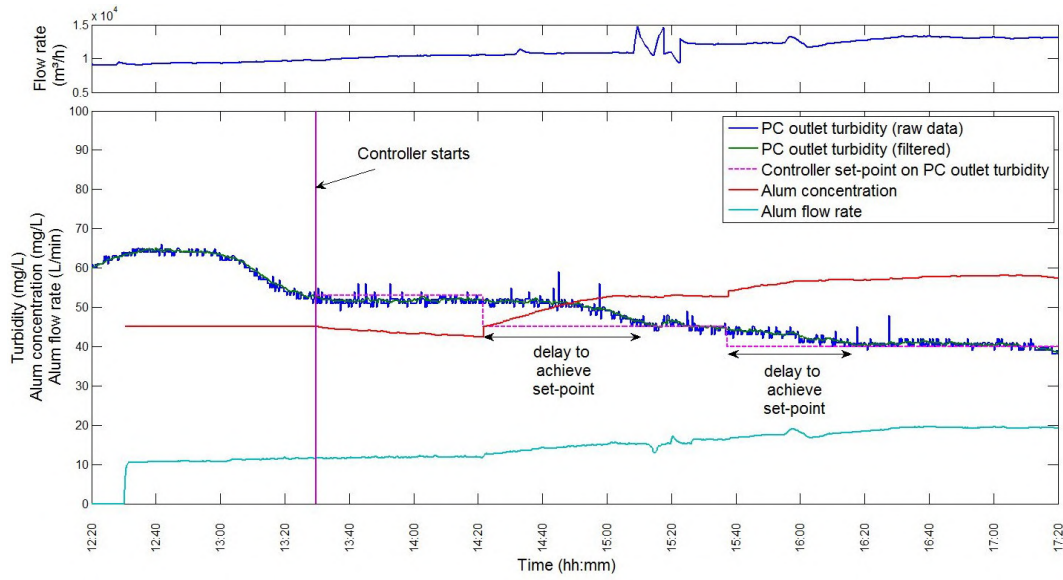


FIGURE 5.8 – Full-scale experiment performed on April 9th 2015. Alum addition is switched on at 12:30 starting with a 1h-constant dosage of alum; at 13:30, the controller went into action and slowly decreased the amount of alum added. Two set-point changes were imposed : 45 mg/L of TSS at 14:21 and 40 mg/L of TSS at 15:37, which are both reached after a delay.

5.6.5 Practical issues of full-scale implementation

During the implementation of the developed controller into the treatment plant's SCADA system, two practical issues surfaced that we feel worth sharing. First of all, the turbidity data that were fed into the controller were data that were filtered using a moving average with a sample and hold feature updated only every 5 minutes, while the order of magnitude of the dynamics of the noise observed on the turbidity signal is seconds. Hence, an artificial delay was observed between the measured turbidity and the value used by the controller. The controller performance was thus initially very poor. After changing the SCADA filter's settings to a faster filtering and updating scheme, the performance anticipated by the model simulations could be reached. However, this was only possible after another implementation problem had been solved. A time unit problem was detected after it was observed that the implemented controller was reacting very slowly to deviations from the set-point. Settings of the controller's parameters in hours rather than minutes were the cause of the sluggish response. We deemed it's worth mentioning that a careful check of the consistency of the

data used is a crucial point, all the more in multidisciplinary projects involving automation and process engineers. Once these two issues were solved, the performance demonstrated in Figure 5.8 was reached.

5.7 Discussion

An innovative controller based on online turbidity measurements allowing to maintain the desired turbidity at the outlet of the PC has been presented. To quantify the benefit of the controller in terms of TSS removal efficiency versus chemical savings, we took advantage of having a process model to perform a scenario analysis. Simulations using the input data presented in Figure 5.7 were run with alum addition at different constant concentrations. For each scenario, the potential adverse effect of a high TSS concentration at the outlet of the PC was evaluated by calculating the cumulative mass of TSS discharged above the set-point over the 5-days evaluation period presented in Figure 5.7. The set-point has been defined to ensure a proper operation of the secondary treatment, so only the excess TSS load is detrimental. These cumulative mass of TSS has been plotted against the total amount of alum used during the evaluation period (Figure 5.9). These indicators have also been calculated for Scenario 2 and 3 (defined in Section 5.6.3 Controller design and tuning) and have been indicated on the same graph, showing :

- the gain in terms of water quality when the same amount of alum is used (Figure 5.9, red vertical arrow)
- the additional amount of alum needed under the constant concentration addition mode to achieve the same water quality as the controller mode (Figure 5.9, red horizontal arrow)

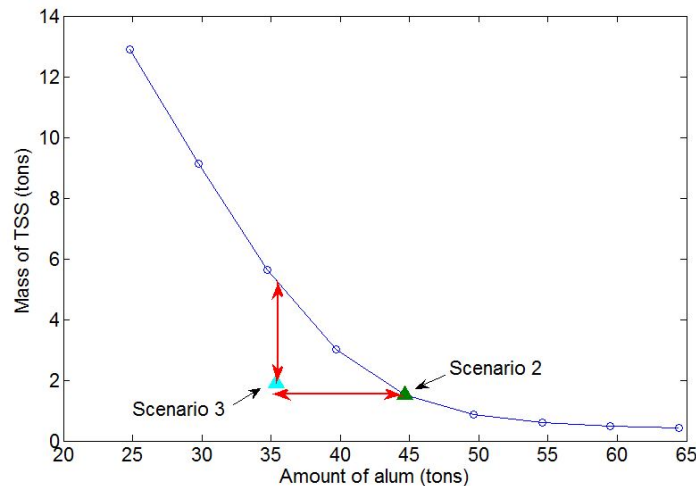


FIGURE 5.9 – Evolution of the cumulative mass of excess TSS, i.e. when the TSS concentration is higher than the controller set-point over the 5-day evaluation period presented in Figure 5.7, for different constant alum concentration additions. Scenario 2 (green triangle) and 3 (blue triangle) have been highlighted.

A simple PI feedback control was sufficient in this case thanks to the relatively low delay in the treatment unit. This choice allows to avoid the need of installing a turbidity sensors at the inlet of the treatment plant, which would have needed a high maintenance effort to provide reliable data. However, in the case of a CEPT system with a higher residence time, it may be worth considering a water quality based feedforward component.

Once a critical situation, such as wet weather events or a snowmelt period, is anticipated by the WRRF staff, this automatic controller can be activated and has been shown both in simulation and in full-scale application to be able to maintain an efficient primary treatment process while optimising the chemicals consumption. However, to be effectively used, it has to be trusted by the operators, the first-line users (Rieger et Olsson, 2012). In this particular case, the issue of reliability of turbidity sensors, which can be subject to fouling, has been raised. To address this issue fault-detection methods can be applied to ensure the reliability of the turbidity measurements (Alferes *et al.*, 2013b), since, when a fault is detected, the system can automatically be switched to the less optimal but still useful constant concentration addition mode that does not rely on the potentially faulty signal.

5.8 Conclusions

A successful collaboration between water utility and university was presented, leading to both scientific and technical progress in the CEPT field. On the one hand, the large number of collected operational data supported the development of an innovative simple model of chemically enhanced primary treatment. On the other hand, operational management ideas have been tested and evaluated on the model before its full-scale implementation, ultimately resulting in significant resource and time savings. Finally, with only minimal adjustments, an operational system was obtained.

Chapitre 6

Gestion optimale de la vidange des bassins de rétention en réseau unitaire à l'aide d'un modèle intégré

Auteurs : *Sovanna Tik, Thibaud Maruéjols, Paul Lessard et Peter Vanrolleghem.*

Publié dans *La Houille Blanche*.

6.1 Préambule

Ce chapitre étudie le potentiel des stratégies de contrôle pour la vidange des BR dans le but de réduire les rejets d'eau partiellement traitée.

La version du modèle intégré utilisée dans cette étude comporte trois BV identiques (au lieu des quatre BV au Chapitre 8), équipés de BR dont les caractéristiques ont été proposées par [Maruéjols \(2012\)](#). Les débits et la concentration en MeS de ces BV virtuels sont calculés à partir des données mesurées lors d'une pluie, en y ajoutant des profils de temps sec.

Le comportement des polluants particuliers est modélisé selon l'approche DVCP avec un fractionnement en cinq classes de particules (au lieu des dix classes dans le Chapitre 8). La zone typique des courbes DVCP définies pour le réseau unitaire provient uniquement de tests ViCAs effectués sur des échantillons en temps de pluie (Figure 6.3). Cette zone est plus basse que celle présentée à l'Annexe C, qui a été utilisée au Chapitre 8.

Les modèles de dessableur et de décanteur primaire ont été adaptés pour garder des proportions compatibles avec la réalité. L'ajout d'alun est modélisé en changeant la DVCP, basé sur un premier ensemble d'expériences ViCAs. La biofiltration n'a pas été modélisée dans ce chapitre donc les rejets de MeS sont pris en compte uniquement aux chambres de dérivation à l'amont des dessableurs, des décanteurs primaires et de la biofiltration.

Les principaux points à retenir sont :

- Une version préliminaire du modèle intégré a été proposée.
- Le scénario de référence utilise les débits de vidange mesurés et engendre une dérivation à l'amont des dessableurs.
- Des stratégies de vidange, visant respectivement à éviter la dérivation en amont des dessableurs et des décanteurs primaires, ont été simulées.
- En fin de vidange, un nettoyage des BR à débit élevé, associé à la remise en suspension des particules, produit un pic de concentration de MeS.
- Dans une optique de contrôle à visée qualité, les vidanges des BR ont été décalées pour différer l'arrivée des pics de concentration de MeS de fin de vidange à la StaRRE.
- L'ajout d'alun est effectué à concentration constante. Le contrôleur PI, présenté au Chapitre 5, n'a pas été utilisé dans cette étude.

6.2 Résumé

Cette contribution propose d'évaluer l'impact global de différents modes de vidange des bassins de rétention en réseau unitaire sur le milieu aquatique. Il s'agit d'une étude en modélisation utilisant un modèle intégré inspiré d'un cas d'étude sur lequel des campagnes d'échantillonnage ont été menées autour d'un bassin de rétention et d'un décanteur primaire de la station de récupération des ressources de l'eau (StaRRE). Le modèle intégré, développé à l'aide du logiciel WEST®, contient trois bassins versants disposant chacun d'un bassin de rétention, reliés à un réseau unitaire qui aboutit à une StaRRE. La StaRRE est modélisée par un dessablage et une décantation primaire potentiellement physico-chimique (ajout d'alun). Tous les modèles décrivent les concentrations en matières en suspension à l'aide d'une approche par distributions de vitesses de chutes des particules (DVCP). Plusieurs scénarios en temps de pluie ont été imaginés. Pour chaque scénario, les paramètres de débit de vidange des bassins de rétention et de dosage d'alun ont été modifiés. Les résultats montrent la possibilité d'une réduction non négligeable des charges de polluants déversées au milieu naturel, nécessitant une prolongation des durées de vidange des bassins de rétention raisonnable : pour le cas étudié, des réductions respectivement de 26% et de 43% des charges déversées sont constatées pour une augmentation du temps de vidange de 65 et 110%. D'autre part, l'ajout d'alun permet une amélioration significative de l'efficacité de la décantation primaire, laissant présager la possibilité d'augmenter les débits acceptables en StaRRE, sans dégrader le traitement.

Mots-clefs : contrôle ; distribution de vitesses de chute ; rejets urbains en temps de pluie ; traitement primaire physico-chimique.

6.3 Abstract

In this contribution, the overall impact on the receiving waters of different emptying scenarios for combined sewer retention tanks is evaluated. To this end, a modelling study was conducted with an integrated model inspired by a real case study for which extensive measurement campaigns were conducted at the level of the retention tanks and the primary settler of the water resource recovery facility (WRRF). The integrated model, developed in the WEST[®] software, describes three catchments, each equipped with a retention tank, linked to a combined sewer system that transports the wastewater to the WRRF modelled in terms of its grit chamber and primary settling tank, with possibility for chemical enhancement by alum addition. All of the unit process models describe the dynamics of the suspended solids concentration using an approach based on particle settling velocity distributions. Nine wet weather scenarios were tested. For each scenario, the characteristics of the retention tank emptying procedure and the alum addition were modified. The results show the significant reduction in mass of suspended solids discharged to the receiving waters. This came at the expense of an acceptable increase in emptying times. For the case study the suspended solids discharges were reduced by 26% and 43% for an increase in emptying time of 65% and 110% respectively. The addition of alum allowed improving the primary treatment efficiency, leading not only to a further decrease in suspended solids discharge, but also suggesting to allow more water to be sent to the WRRF.

Keywords : chemically enhanced primary treatment; combined sewer overflow; control; settling velocity distribution.

6.4 Introduction

Les déversements de réseaux unitaires participent de manière non négligeable à la dégradation des milieux aquatiques. Pour limiter leurs impacts sur les milieux récepteurs, une solution souvent retenue, lorsque la situation le permet, est la construction de bassins de rétention permettant de stocker les volumes d'eau dépassant la capacité des réseaux de collecte lors des événements pluvieux. Ces ouvrages, généralement très onéreux, sont cependant rarement exploités à leur pleine capacité. En effet, en règle générale, la vidange des bassins de rétention est régulée selon le débit maximal admissible à la station de récupération des ressources de l'eau (StaRRE) en vue de retrouver la capacité de stockage le plus rapidement possible. Ceci a pour conséquence de prolonger la surcharge hydraulique sur les unités de traitement et peut nuire à la qualité de l'effluent (Vanrolleghem *et al.*, 1996). Toutefois, si aucun autre événement pluvieux n'est prévu, une vidange plus progressive peut être envisagée, permettant de réduire l'impact du temps de pluie sur la StaRRE, et conséquemment, sur le milieu récepteur. On observe ainsi la nécessité de prendre en compte les prévisions météorologiques, et également de considérer les différents aspects de la collecte et du traitement des eaux usées de manière simultanée pour évaluer et minimiser l'impact global du système sur l'environnement.

Ce travail évalue le potentiel d'utilisation de la modélisation intégrée comme outil d'aide à la décision pour la gestion optimale du système de collecte et de traitement des eaux usées unitaires en vue de protéger les milieux aquatiques en temps de pluie, en particulier en modifiant la vidange des bassins de rétention et en améliorant la décantation primaire par ajout de produits chimiques.

6.5 Contexte

L'étude est effectuée sur un cas virtuel inspiré des infrastructures de la Ville de Québec (Canada). À la fin des années 90, la Ville de Québec a décidé d'investir dans la construction de plus d'une dizaine de bassins de rétention sur son territoire pour un volume de stockage de plus de 100 000 m³. Ces ouvrages ont été intégrés avec succès au système de gestion des réseaux qui est équipé d'un protocole de contrôle en temps réel permettant de réduire les déversements de réseau unitaire au milieu naturel (Fradet *et al.*, 2011). De la cinquantaine de déversements par saison estivale constatés antérieurement, ceux-ci ont été réduits de manière conséquente et approchent maintenant les exigences légales qui autorisent un maximum de deux déversements au niveau de la plage Jacques-Cartier et de quatre déversements dans la rivière Saint-Charles par période estivale (15 mai au 15 septembre). Une réduction aussi importante du nombre de déversements de réseau unitaire est une réussite en soi. Cependant, dans un objectif de protection des milieux aquatiques, la prise en compte de la charge globale de polluants déversée au milieu naturel est essentielle. Le présent do-

cument propose d'estimer cette dernière à l'aide d'un modèle intégré permettant de prédire la qualité des eaux en réseau et en StaRRE, et d'évaluer comment réduire davantage ces impacts par une gestion optimale de la vidange des bassins de rétention.

6.6 Description des modèles

Le modèle intégré du système étudié a été développé avec le logiciel WEST® (mikebydhi.com). Il est composé de trois bassins versants, disposant chacun d'un bassin de rétention, reliés à un intercepteur qui aboutit à une station de traitement comprenant un dessableur, un décanteur et trois chambres de dérivation (Figure 6.1). Chaque unité de traitement modélisée décrit le comportement des matières en suspension (MeS) par une approche en classes de particules, chaque classe ayant une vitesse de chute caractéristique. Une calibration du modèle intégré est effectuée pour que les concentrations en MeS et les distributions de vitesses de chutes des particules (DVCP) simulées correspondent aux mesures faites dans le système (Maruéjols *et al.*, 2013a). Le traitement secondaire – par biofiltration dans le cas de la Ville de Québec – n'est pas modélisé dans cette étude. La capacité des ouvrages, inspirée des données de conception fournies par la Ville de Québec, a été adaptée pour obtenir une certaine représentativité du système réel à échelle réduite.

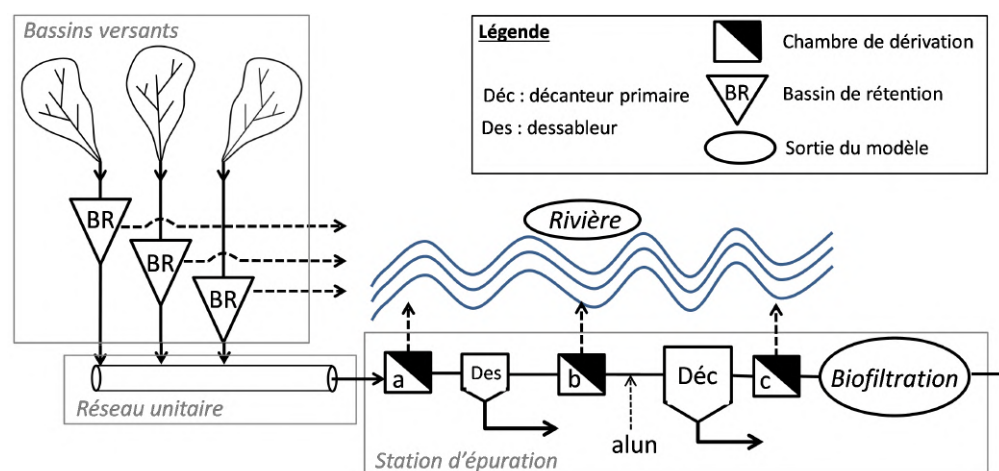


FIGURE 6.1 – Schéma de la configuration du système intégré comprenant les bassins versants, la StaRRE (dessableur, décanteur primaire et biofiltration) et le milieu récepteur.

6.7 Bassins versants

Le modèle de bassin versant est inspiré d'une branche du réseau de la Ville de Québec (bassin versant Saint-Sacrement, Québec, Canada) pour laquelle les caractéristiques du réseau ont été étudiées en détail (Maruéjols *et al.*, 2013b). Deux autres bassins versants rattachés au réseau sont des copies de ce bassin versant sur lequel les échantillonnages ont été effectués (cf. Section 6.9 Description des intrants du modèle). Chaque bassin versant est équipé

d'un bassin de rétention décrivant la décantation et la remise en suspension des polluants (Maruéjols *et al.*, 2012). Le réseau unitaire, d'une longueur de 3 km, est modélisé par une série de dix réservoirs linéaires et a été calibré selon la méthode de Kalinin-Miljukov (Solvi, 2006). Les transformations des polluants dans le réseau ne sont pas considérées, seule leur advection est décrite.

6.8 Station de récupération des ressources de l'eau

La StaRRE est composée d'un pré-traitement par dessableurs, d'unités de décantation primaire avec possibilité d'amélioration de la décantation par ajout de produits chimiques, en l'occurrence d'alun, et d'un traitement secondaire par biofiltration. Tous les ouvrages, à l'exception de la biofiltration, sont modélisés par une approche en classes de particules définies par leur vitesse de chute moyenne. L'utilisation de cinq classes de particules permet une bonne prévision des flux de MeS. Le modèle intégré présenté dans cette étude est une adaptation du modèle de Maruéjols *et al.* (2013a).

6.8.1 Dessableurs et décanteurs primaires

La modélisation des dessableurs et des décanteurs primaires est effectuée de manière similaire par une discrétisation de la colonne d'eau en dix couches. Le décanteur primaire a été redimensionné car le réseau simulé est de taille réduite par rapport à la réalité. Le dessableur a été adapté aux caractéristiques de l'affluent pour permettre l'enlèvement des particules aux vitesses de chute les plus élevées.

6.8.2 Coagulation/floculation

La coagulation/floculation par ajout d'alun aux décanteurs primaires est modélisée en changeant la DVCP à l'entrée des décanteurs primaires. En effet, les données expérimentales ont montré que la DVCP était généralement plus basse lorsqu'il y a ajout de produits chimiques, ce qui correspond à des fractions massiques plus importantes pour les classes de particules à fortes vitesses de chute (Bachis *et al.*, 2015). Pour cette étude, un dosage de produits chimiques à concentration constante est considéré pour toute la durée de la simulation.

6.8.3 Biofiltration

Aux StaRRE de la Ville de Québec, le traitement secondaire est effectué par biofiltration. Il est important de noter qu'une difficulté majeure de la gestion des biofiltres concerne le colmatage des pores et que la vitesse de colmatage est une conséquence directe de la charge en MeS entrant dans le biofiltre. Ce dernier n'a pas été modélisé à cette étape de l'étude. Cependant, la charge en MeS à l'effluent des décanteurs primaires est simulée à l'aide des modèles présentés précédemment, permettant une estimation des contraintes exercées sur

les biofiltres, et dans un second temps, l'évaluation de la probabilité de déversement en amont des biofiltres.

6.9 Description des intrants du modèle

Les fichiers d'entrée du modèle sont issus de données recueillies lors de campagnes d'échantillonnage effectuées en réseau à l'été 2009, au niveau d'un bassin de rétention réel. Celui-ci se trouve à l'exutoire d'un bassin versant d'environ 1,46 km² caractérisé par un taux d'imperméabilisation moyen de 51%. L'occupation des sols y est principalement résidentielle pour une population totale estimée à 5200 habitants. Les données recueillies ont permis de créer une journée de temps sec synthétique sur laquelle les données de temps de pluie ont été greffées. La concentration en MeS durant la pluie a été ajustée pour rester cohérente avec la charge de temps sec.

6.9.1 Temps sec

En temps sec, les débits et concentrations de polluants observés dans les réseaux décrivent essentiellement une dynamique journalière. Au cours de l'été 2009, des échantillonnages ponctuels ont été réalisés à différents moments de la journée et différentes journées de la semaine, permettant d'établir une variation journalière type des concentrations en MeS. Les dynamiques différentes observées le week-end n'ont pas été considérées dans cette étude. On obtient ainsi un hydrogramme et un pollutogramme typique d'une journée de temps sec (Figure 6.4, deuxième journée représentée).

6.9.2 Pluie

Pour caractériser les événements pluvieux, des échantillonneurs automatiques ont été placés pour échantillonner le déversement vers le bassin de rétention en phase de remplissage, associé à une mesure de hauteur d'eau au niveau du seuil pour estimer le débit (Figure 6.2). Lors de la phase de vidange, le refoulement au réseau a également été échantillonné; les débits sont fournis par des limnimètres à ultrason (Figure 6.2). L'événement pluvieux sélectionné, dont le pluviogramme est reproduit à la Figure 6.2, d'une durée approximative de 1h a produit un déversement très rapide au bassin de rétention pour un volume de remplissage de 4050 m³ (environ 50% du volume total). Il s'agit d'une pluie typique observée dans la région de Québec, de courte durée et de forte intensité dont une importante fraction de polluants est concentrée dans les premiers volumes d'eau écoulés (Figure 6.2). Concernant la vidange, il est important de noter la forme caractéristique en « U » des concentrations en MeS à l'effluent du bassin (Maruéjols *et al.*, 2013b). En effet, le premier pic de MeS est dû à la resuspension des sédiments par les pompes de vidange et le dernier pic correspond à la resuspension des sédiments par le système de curage des bassins. La Figure 6.2 présente une autre caractéristique typique de la vidange des bassins avec une augmentation du débit en

fin de vidange. Cette augmentation est voulue, et sert à extraire les particules restées au fond du puisard en fin de vidange. La comparaison des mesures observées (points) et simulées (courbe en trait plein) sur la Figure 6.2 montre que le modèle reproduit bien chacun de ces phénomènes (Maruéjols *et al.*, 2013a).

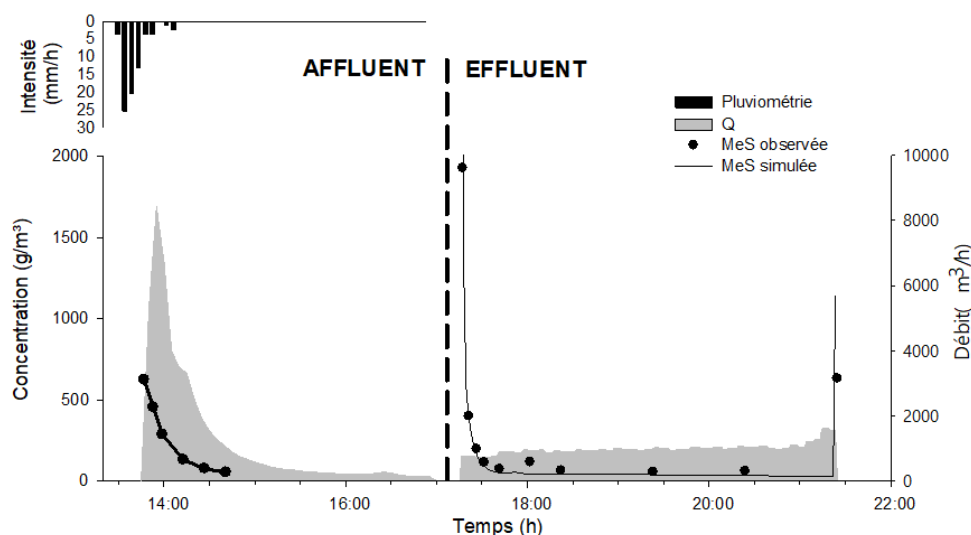


FIGURE 6.2 – À gauche, pluviogramme et caractéristiques de l’affluent du bassin de rétention de Saint-Sacrament (remplissage). À droite, caractéristiques de l’effluent du bassin de Saint-Sacrament (vidange). En vidange, le trait plein correspond aux MeS simulés (Maruéjols *et al.*, 2013a). Évènement du 27 juillet 2009 à Québec, Canada.

6.9.3 Distribution des vitesses de chute des particules (DVCP)

Les DVCP, déterminées à l’aide du protocole ViCAs (Vitesse de Chute en Assainissement) (Chebbo et Gromaire, 2009), ont été mesurées en différents points du système. Un nombre important d’expériences a permis de déterminer des zones de DVCP caractéristiques à chaque localisation dans le système. Ces zones rendent compte de la dynamique de la DVCP au cours du temps. La Figure 6.3 présente la zone typique observée en réseau (en grisé). Une corrélation entre la position de la DVCP dans la zone et la concentration en MeS a été établie (Bachis *et al.*, 2015). Ainsi, plus la concentration en MeS est élevée, plus la courbe de DVCP est basse (forte proportion de particules à forte vitesse de chute). Cette propriété est représentée par une corrélation linéaire entre la DVCP et la concentration en MeS (Figure 6.3). Le fractionnement de la MeS en cinq classes de particules varie donc au cours du temps en fonction de la concentration en MeS de l’affluent. Un exemple de fractionnement est présenté à la Figure 6.3.

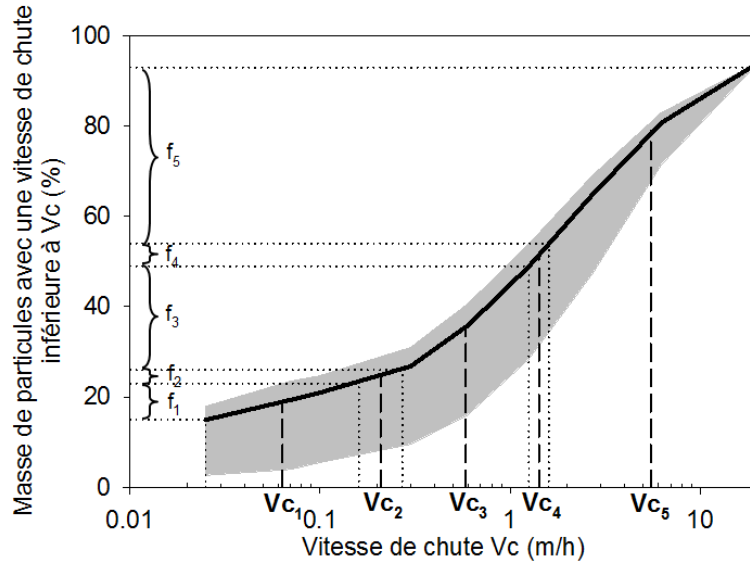


FIGURE 6.3 – Zone typique de DVCP observée dans le réseau (en gris). Un exemple de fractionnement de la MeS en cinq classes de particules est illustré. Chaque classe de particules, caractérisée par une vitesse de chute moyenne (V_{c1} à V_{c5}), est associée à sa fraction massique de MeS (f_1 à f_5), donnée par les accolades.

6.10 Scénarios simulés

Pour chaque scénario, une séquence de trois jours (un jour de temps sec, un jour de temps de pluie puis un jour de temps sec) est simulée. L'évaluation des scénarios est effectuée sur une période de 24h incluant l'effet du temps de pluie (Figure 6.4).

6.10.1 Scénario de référence

Le scénario de référence consiste à vidanger les trois bassins de rétention simultanément en utilisant les débits de vidange mesurés pour l'évènement de la Figure 6.2 (scénarios 0 du Tableau 6.1). On considère alors que cette caractéristique de vidange est celle qui permet de récupérer la capacité de stockage au plus vite. On notera qu'elle engendre un déversement à la StaRRE. Il s'agit donc d'un cas défavorable extrême. Cependant, cette situation peut parfois se présenter du fait des spécificités du cas de la Ville de Québec. En effet, au niveau de la StaRRE, le déversement se fait dans le fleuve Saint-Laurent, qui possède une capacité de dilution très importante, tandis que les bassins de rétention situés le long du réseau déversent pour la plupart dans la rivière Saint-Charles, cours d'eau de moindre importance situé en zone urbanisée, donc beaucoup plus sensible. Ainsi, lorsque les prévisions météorologiques sont incertaines, le principe de précaution prévoit de vidanger les bassins de rétention au plus vite pour éviter un éventuel déversement très dommageable dans la Saint-Charles, quitte à déverser en tête de la StaRRE directement dans le Saint-Laurent.

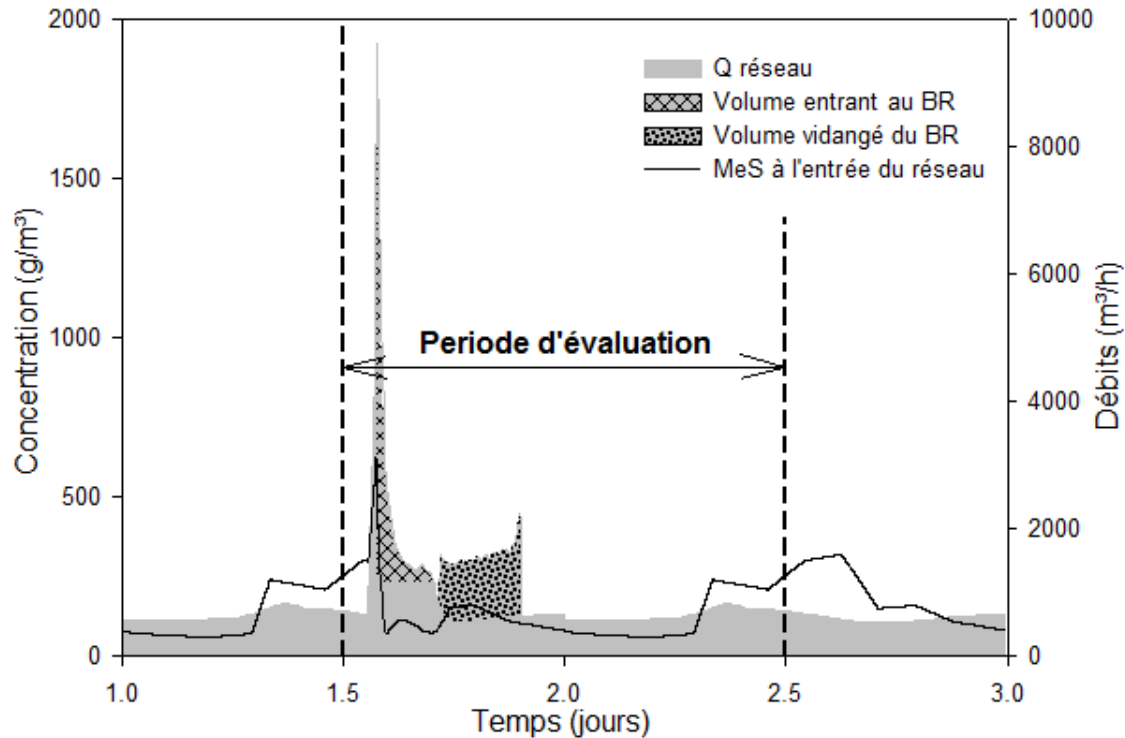


FIGURE 6.4 – Intrants correspondant à chaque bassin versant. La première journée, servant à définir les conditions initiales, n'est pas représentée. En gris, le débit généré par le bassin versant et en tacheté, le débit de vidange du bassin de rétention (BR) pour le scénario de référence. En trait plein, la concentration en MeS à l'entrée du réseau.

6.10.2 Scénarios alternatifs de vidange des bassins de rétention

Dans l'hypothèse où aucun autre évènement pluvieux ne serait prévu pendant un laps de temps suffisant, les vidanges des trois bassins de rétention sont diminuées afin d'éviter un débordement :

1. en amont de la StaRRE (scénarios 3, 4 et 5 du Tableau 6.1);
2. en amont des décanteurs primaires (scénarios 6, 7 et 8 du Tableau 6.1).

De plus, les vidanges sont différées de manière à ce que les pics de débit en fin de vidange (Figure 6.2, à droite) n'arrivent pas simultanément à la StaRRE. La Figure 6.5 représente les débits et MeS arrivant à la StaRRE selon le scénario de vidange.

6.10.3 Traitement physico-chimique

Pour cette étude, un dosage continu d'alun est considéré (scénarios 1, 2, 4, 5, 7 et 8 du Tableau 6.1). L'effet de l'injection d'alun est exprimé par l'utilisation d'une DVCP adaptée pour lesquelles les fractions de MeS à vitesse de chute élevée sont plus importantes. Ceci permet une augmentation du rendement à la décantation primaire dans les proportions rencontrées lors d'études antérieures (Tik et Vanrolleghem, 2012).

6.10.4 Capacité du traitement secondaire

En temps de pluie, les contraintes exercées sur les décanteurs primaires augmentent ce qui engendre une augmentation des MeS en sortie, à l'origine d'un colmatage des biofiltres plus important. Il est alors nécessaire d'accroître la fréquence des lavages des biofiltres. La capacité hydraulique de la biofiltration est donc amoindrie ce qui engendre des déversements en amont des biofiltres. Pour simplifier, le débit admissible à la biofiltration est fixé à 60 000 m³/d, ce qui correspondrait à 75% du débit de conception. Cette règle est inspirée d'observations pratiques. Lorsque de l'alun est ajouté, la charge de MeS en sortie des décanteurs primaires est diminuée, ce qui permet d'envisager l'augmentation du débit admissible à la biofiltration. Il est donc augmenté à 70 000 m³/d pour les scénarios 2, 5 et 8 (Tableau 6.1).

TABLEAU 6.1 – Description des scénarios.

N° du scénario	Ajout d'alun	Débit accepté à la biofiltration	Caractéristiques des vidanges
0	non	60 000 m ³ /d	Les trois bassins de rétention sont vidangés simultanément suivant les débits mesurés.
1	oui	60 000 m ³ /d	
2	oui	70 000 m ³ /d	
3	non	60 000 m ³ /d	Débits de vidange contrôlés pour qu'il n'y ait pas de débordement en amont des dessableurs . Les vidanges sont légèrement différées pour que les pics de débit n'arrivent pas simultanément à la STEP.
4	oui	60 000 m ³ /d	
5	oui	70 000 m ³ /d	
6	non	60 000 m ³ /d	Débits de vidange contrôlés pour qu'il n'y ait pas de débordement en amont des décanteurs . Les vidanges sont légèrement différées pour que les pics de débit n'arrivent pas simultanément à la STEP.
7	oui	60 000 m ³ /d	
8	oui	70 000 m ³ /d	

6.11 Résultats et discussion

L'évaluation de l'impact de chaque scénario est effectuée en calculant la charge de MeS déversée au milieu récepteur par les chambres de dérivation a, b et c (Figure 6.1) sur une période de 24h qui prend en compte le temps de pluie et son effet sur la StaRRE (Figure 6.4). Les résultats sont rassemblés au Tableau 6.2.

6.11.1 Impact global sur le milieu naturel

Les réductions successives des débits de vidange des bassins de rétention en vue de ne pas déverser en amont des dessableurs (scénario 3 du Tableau 6.2) et en amont des décanteurs primaires (scénario 6 du Tableau 6.2) permettent de diminuer la charge totale de MeS déversée au milieu naturel respectivement de 26% et 43% par rapport au scénario de référence, noté 0 dans le Tableau 6.2.

TABLEAU 6.2 – Volumes d’eau et charges de MeS déversés aux chambres de dérivation a, b et c (Figure 6.1) pour chacun des scénarios.

<i>chambre de dérivation</i>		<i>numéro du scénario</i>								
		0	1	2	3	4	5	6	7	8
<i>Volume d'eau déversé (m³)</i>	a	2430	2430	2430	0	0	0	0	0	0
	b	2038	2038	2038	1943	1943	1943	0	0	0
	c	8041	8041	4394	8997	8997	4777	9690	9690	5187
	Total	12509	12509	8862	10940	10940	6720	9690	9690	5187
<i>Charge de MeS déversée (kg)</i>	a	267	267	267	0	0	0	0	0	0
	b	223	223	223	195	188	195	0	0	0
	c	514	166	84	551	147	87	572	182	92
	Total	1004	656	574	746	371	282	572	182	92

6.11.2 Temps de vidange

La vidange mesurée lors de la campagne d’échantillonnage, utilisée pour le scénario de référence, est d’une durée de 4h20 (scénarios 0, 1 et 2 du Tableau 6.2). Pour obtenir une séquence de vidange des bassins de rétention qui permette de ne pas déverser en amont des dessableurs, il a été nécessaire d’augmenter la durée de vidange de 2h50, soit un temps de vidange 65% plus long (scénarios 3, 4 et 5 du Tableau 6.2). Pour qu’aucun débordement ne soit observé en amont des décanteurs primaires, il a été nécessaire d’augmenter la durée de vidange d’environ 110%, soit une durée de 9h10 pour vidanger les trois bassins de rétention au complet (scénarios 6, 7 et 8 du Tableau 6.2). L’augmentation de la durée d’indisponibilité d’une partie des bassins de rétention est raisonnable pour ce cas d’étude, si on considère la relative bonne fiabilité des prévisions météorologiques pour un horizon allant de 12 à 24h. La Figure 6.5 (b et c) montre l’impact sur la StaRRE de l’augmentation du temps de vidange, par rapport au scénario de référence (a).

6.11.3 Traitement physico-chimique

Lorsque les prévisions météorologiques sont défavorables à l’établissement de séquences de vidange prolongée des bassins de rétention, l’amélioration de la décantation primaire par ajout d’alun peut être envisagée pour permettre d’augmenter le débit traité. En effet, la comparaison des scénarios 0 avec 1, 3 avec 4 et 6 avec 7, montre une diminution de charge significative à la chambre de dérivation c, tandis que le volume déversé est identique, révélant ainsi l’amélioration de la décantation primaire. De plus, la diminution de charge la plus importante est observée pour la classe de particule à vitesse de chute la plus élevée, classe que l’on peut de prime abord associée aux plus grosses particules, qui auront tendance à jouer un rôle important pour le colmatage des biofiltres. Cette classe étant plus efficacement éliminée, il est probable que le traitement secondaire par biofiltration soit également amélioré. Ceci est représenté par l’augmentation du débit admissible à la biofiltration de 60 000 m³/d à 70 000 m³/d (scénarios 2, 5 et 8 du Tableau 6.2). L’impact sur le milieu récepteur est ainsi amoindri,

correspondant à une diminution de la charge totale déversée au milieu récepteur allant de 11% à 51%.

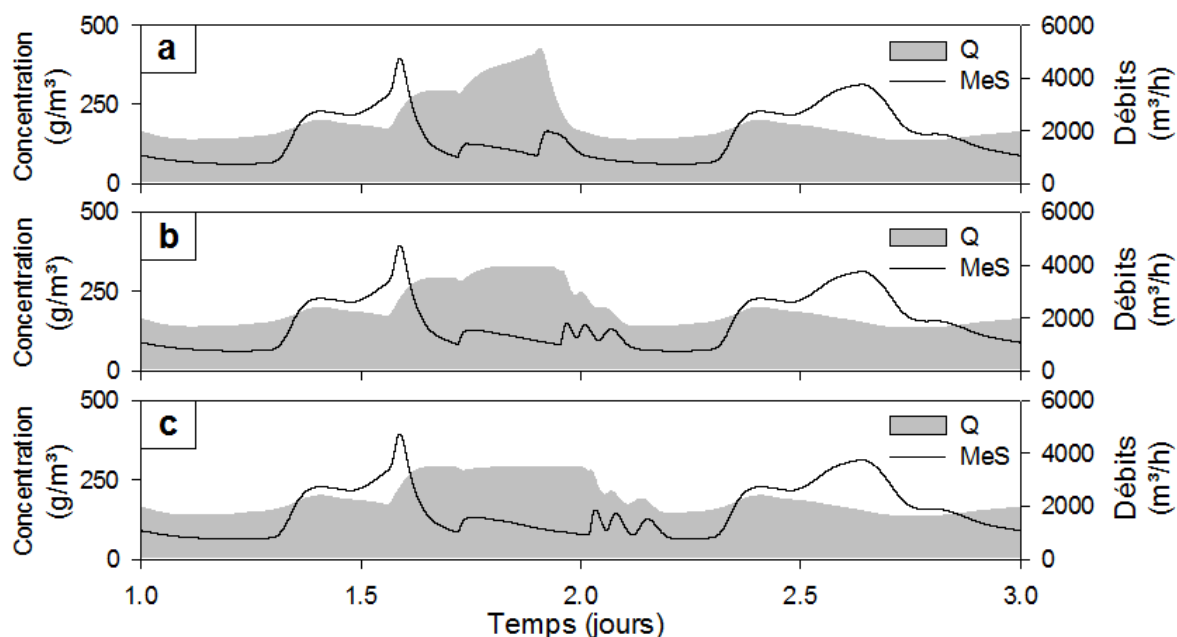


FIGURE 6.5 – Débits et MeS arrivant à la StaRRE : (a) pour les scénarios 0, 1 et 2; (b) pour les scénarios 3, 4 et 5; (c) pour les scénarios 6, 7 et 8.

6.11.4 Perspectives

Le modèle intégré présenté dans ce texte permet de prédire l'évolution des concentrations en MeS tout au long du système grâce à l'utilisation de l'approche en DVCP. Une gestion prédictive prenant en compte simultanément la qualité des effluents et la probabilité d'un prochain événement pluvieux afin de réduire la charge globale de polluants déversée au milieu naturel est envisageable. L'établissement de scénarios simulant plusieurs séquences de pluies est prévu pour une évaluation comparative des impacts, d'un côté d'une gestion prévoyant des vidanges de réservoirs de rétention trop rapide créant un débordement en amont des dessableurs, et de l'autre d'un mode de gestion prévoyant des vidanges trop longues, pour lequel la survenue d'une pluie pourrait causer des déversements en réseau.

L'amélioration de la décantation primaire par ajout de produits chimiques, simulée ici à dosage constant, pourrait être intégrée à la gestion globale du système, par l'intermédiaire d'un contrôleur dynamique, ce qui permettrait d'optimiser le procédé d'un point de vue bénéfices/coûts (Tik *et al.*, 2013).

6.12 Conclusions

Cette étude, effectuée en modélisation sur un cas virtuel mais réaliste, permet d'appréhender l'intérêt d'une gestion des vidanges des bassins de rétention prenant en compte les prévisions météorologiques pour l'optimisation simultanée des temps de vidange et des volumes d'eau bénéficiant d'un traitement complet. Les résultats de l'étude de cas présentés ici montrent que l'augmentation du temps d'indisponibilité des bassins de rétention est raisonnable, tandis que le bénéfice pour l'environnement, en termes de réduction de charges de polluants déversées, est substantiel.

Le traitement physico-chimique par ajout d'alun s'avère une aide efficace pour faire face aux contraintes importantes auxquelles sont soumis les décanteurs primaires en cas d'événements pluvieux. La possibilité d'augmenter le débit admissible aux décanteurs primaires en gardant un rendement acceptable est envisagée.

Chapitre 7

Water quality-based control evaluation by means of an integrated urban wastewater model

Auteurs : *Sovanna Tik, Thibaud Maruéjols, Paul Lessard et Peter Vanrolleghem*. Publié dans *Proceedings of the 10th International Conference on Urban Drainage Modelling (UDM2015)*.

7.1 Préambule

Ce chapitre présente les résultats préliminaires qui ont fait l'objet d'une présentation orale à la conférence UDM2015.

La version du modèle utilisée dans ce chapitre est composée de quatre BV dont trois équipés de BR. Le modèle de BV proposé par [Solvi \(2006\)](#) a été utilisé avec une masse de particules constante pouvant être lessivée à chaque évènement pluvieux. La StaRRE est représentée par ses dessableurs et ses décanteurs primaires. La biofiltration n'avait pas encore été modélisée, ce qui empêchait de quantifier la masse totale de MeS rejeté par la StaRRE.

Les stratégies de contrôle présentées dans ce chapitre ont été simulées sur plusieurs évènements pluvieux. Seuls les résultats d'un évènement de "moyenne" intensité, nécessitant l'utilisation des BR mais ne provoquant pas de déversements du RE unitaire vers le milieu naturel, ont été publiés dans les Proceedings de la conférence. Cependant, il est intéressant de noter que pour un évènement pluvieux de plus grande intensité, provoquant un déversement au milieu naturel, la stratégie de contrôle basée sur la mesure de la qualité de l'eau entraîne le rejet d'un plus grand volume d'eau non traité, mais les BR retiennent une masse de MeS plus élevée qu'avec la stratégie de contrôle utilisant uniquement des mesures de débits.

Les principaux points à retenir sont :

- Une stratégie de contrôle du remplissage des BR utilisant une mesure de concentration de MeS est proposée.
- La vidange des BR est effectuée à débit réduit et de manière à différer l'arrivée des pics de concentration de MeS dus au nettoyage des BR.
- Le contrôleur présenté au Chapitre 5 est utilisé pour l'injection d'alun.

7.2 Résumé

Dans cette contribution, un modèle intégré du SIAU, incluant le réseau d'égouts et la StaRRE (dessableurs et décanteur primaires physico-chimiques), est utilisé pour évaluer des stratégies de contrôle utilisant des paramètres de qualité de l'eau. Lors d'un évènement pluvieux, lorsque le débit dépasse 1,5 fois le débit maximal de temps sec et que la concentration de MeS dépasse un seuil de 50 mg/L, ce qui correspond au premier flot d'orage, le débit envoyé à la StaRRE est réduit. La capture du premier flot d'orage nécessite une plus grande utilisation du volume de rétention que lorsque le remplissage est uniquement contrôlé par des consignes hydrauliques. Les vidanges des BR sont effectuées à débit réduit pour ne pas dépasser la capacité hydraulique du traitement primaire. Les simulations montrent que pour une pluie de 20 mm sur une période 12 h, l'utilisation de la capacité de rétention en réseau passe de 42% à 58% en moyenne. Cependant, cela permet une réduction du déversement d'eau usée sans traitement primaire de 35% et une réduction de la masse de MeS rejetées de 40%. Par contre, la vidange prolongée induit une augmentation de 35% de la consommation d'alun.

Mots-clefs : contrôle en temps réel (CTR); distribution de la vitesse de chute des particules (DVCP); gestion du temps de pluie; système intégré d'assainissement urbain (SIAU); traitement primaire physico-chimique.

7.3 Abstract

In this contribution, an integrated model including the sewer and the WRRF (grit chamber and CEPT) is used to evaluate the impact of water quality-based control. During wet weather conditions, when the flow rate exceeds 1.5 times the maximum dry weather flow rate and the TSS concentration exceeds 50 mg/L, corresponding to first flush conditions, the flow rate sent to the WRRF is reduced. A more important use of the sewer storage capacity is needed in order to capture the first flush, compared to the water quantity-based control of the retention time (RT) filling. RT emptying is performed at reduced flow rate to comply with the primary treatment's hydraulic capacity. Simulations of a 20 mm rain event over 12 h show that the average storage capacity used in the RT increased from 42% to 58%, while the volume of water discharged without primary treatment is reduced by 32% and the TSS load discharged by 40%. However, alum consumption increased by 35% due to the longer emptying process.

Keywords : chemically enhanced primary treatment (CETP); integrated urban wastewater system (IUWS); particle settling velocity distribution (PSVD); real-time control (RTC); stormwater management.

7.4 Introduction

Combined sewer overflows (CSO) are a major source of urban river pollution, causing ecological degradation (eutrophication, discharge of toxic compounds, reduction of dissolved oxygen, etc.) as well as endangering surrounding population safety by pathogen exposure. To reduce CSO, a widespread solution is to add storage volume to the sewer networks by building combined sewer retention tanks (RT).

In the late 90's, in an effort to regain recreational use of the St-Charles River, Québec City invested in more than 100,000 m³ of RT, equipped with water quantity-based real-time control (Fradet *et al.*, 2011). From about fifty CSO events per summer season (from May 15th to September 15th), the RT made that the number of CSO could be reduced to comply with the regulations, which allow a maximum of four CSO events in the St-Charles River and a maximum of two in the St-Lawrence River, near the municipal beach. This significant reduction of CSO is already a great achievement. However, in view of improving wet weather management to alleviate their environmental impact, not only the number of CSO is important : the total loads of pollutants discharged should be the main concern. Also, although CSO reduction in sewers is an undeniable local environmental benefit, the impact of this additional load on the wastewater resource recovery facility (WRRF), which often discharges in the same receiving water, should not be neglected when quantifying the overall effect on the environment (Lindholm, 1985). This contribution focuses on the particulate pollution, using an integrated urban wastewater model able to predict the total suspended solids (TSS) concentration along the system using particle settling velocity distribution (PSVD). Different wet weather control strategies are evaluated in terms of their overall environmental impact.

7.5 Materials and methods

7.5.1 Model description

The integrated urban wastewater model used in this study has been described by Maruéjols *et al.* (2015). Some minor modifications to the grit chamber and the primary settler model were made to model the chemically enhanced primary treatment (CEPT). The model is based on Québec City's East network and was implemented in the WEST[®] modelling and simulation platform (mikebydhi.com). The model is able to predict TSS concentrations along the system using a PSVD approach, which discretizes the TSS in five particle classes, each class characterized by its settling velocity (Bachis *et al.*, 2015).

Catchment and combined sewers

The sewer network has been simplified to four catchments connected to a main interceptor leading to a WRRF. Combined sewage is generated using only household and runoff charac-

teristics and rainfall data; spatial heterogeneity of the rain was taken into account by using different rain gauges. Three of the four catchments are equipped with a RT and the model used describes settling and resuspension of particulate pollutants (Maruéjols *et al.*, 2014). The combined sewer is modelled by a series of linear reservoirs, calibrated using the Kalinin-Miljukov method (Solvi, 2006). No pollutant transformations were considered in the sewer system.

Wastewater resource recovery facility

The WRRF consists of a grit chamber, a primary clarifier and three bypasses (Figure 7.1). Sedimentation is again modelled by the PSVD approach (Bachis *et al.*, 2015). In the grit chamber an upward flux has been added to account for aeration. The hydraulic behaviour of these settling units has been explored by several tracer tests, showing that they can be modelled by discretizing the water column in respectively four and eleven layers (Tik *et al.*, 2013). An appropriate hydraulics model is important to adequately represent the delay between alum addition and its actual effect on TSS removal. The possibility to perform chemically enhanced primary treatment (CEPT) is modelled by making the settling velocities depend on the alum concentration in the unit. To optimize chemical dosage, a water quality based controller using the primary clarifier outlet turbidity signal is used (Tik *et al.*, 2014b). Québec City's WRRF performs secondary treatment by biofiltration (not modelled at this stage). It should be noted that a major difficulty of biofilter management is the occurrence of clogging due to increased incoming TSS loads. Research to evaluate the evolution of the biofiltration capacity and its clogging rate during a rain event is ongoing.

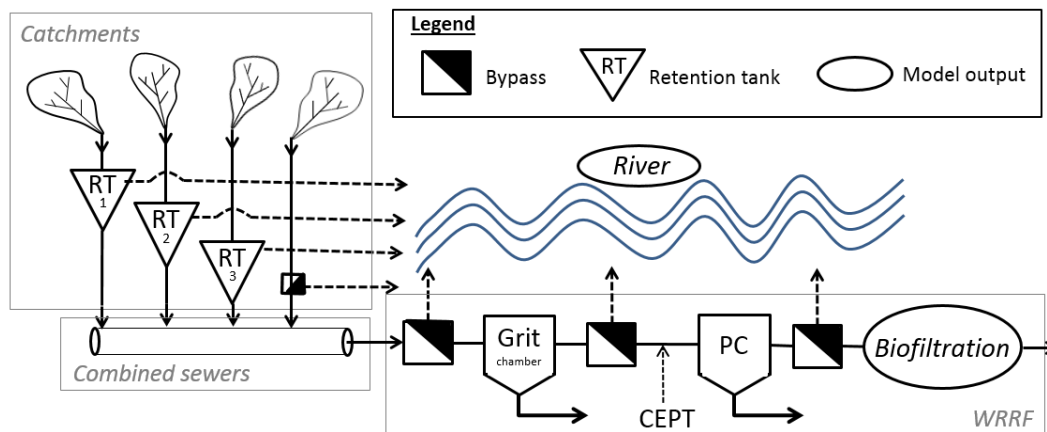


FIGURE 7.1 – Schematic of the modelled integrated urban wastewater system. Four catchments, three equipped with a retention tank (RT), a WRRF (grit chamber, primary clarifier (PC), biofiltration and three possible bypasses) and the receiving water.

7.6 Control strategies

7.6.1 Control variables

Wet weather management is generally based on water quantity variables (flow rate, water level). With the development of reliable water quality sensors, new information becomes more and more available. In this study, TSS concentration data are used to manipulate controlled variables during different phases of a rain event.

Retention tank filling

At the beginning of a rain event, the WRRF is subject to an abrupt increase of flow, which could go with an increase in TSS concentration, i.e. a first flush. By controlling the filling of the RT on the basis of on-line water quality data at its inlet, the first flush can be captured. In this study, the tested water quality based control strategy uses the RT inlet TSS concentration to manipulate a valve that diverts water to the RT. During a rain event, when the TSS concentration is higher than a TSS threshold concentration, the flow to the WRRF is reduced to fill the RT with the first flush flow. When the TSS concentration decreases due to dilution, a higher flow rate can be sent to the WRRF, of course limited by the sewer's maximum hydraulic capacity.

Retention tank emptying

A previous study (cf. Chapter 6), using a similar integrated model, showed that water quantity-based control of the RT's emptying rate can reduce discharges of untreated (or partially treated) wastewater to the environment, in terms of volume of water, and to a larger extent and more importantly, in terms of load of TSS discharged to the receiving water. In this contribution, RT emptying is performed sequentially; after a rain event, when the flow rate is back to dry weather flow, the RT emptying process starts by RT3, then RT2 and finally RT1. The emptying flow rates are set so that the flow rate at the inlet of the WRRF does not exceed a maximum flow rate value, set by the controller.

Chemically enhanced primary treatment

Inside the WRRF, application of CEPT during wet weather conditions helps to ensure proper operation of the biofiltration process, particularly subject to clogging. Alum addition could be performed either at constant alum concentration in the influent or could be controlled based on the primary clarifier outlet TSS concentration (Tik *et al.*, 2013).

7.7 Results and discussion

Water quality-based control allows distributing the incoming pollution load over time by capturing a higher proportion of the first flush and sending it to treatment when the hydraulic loading has decreased. Figure 7.2 shows (a) the flow rate and (b) TSS load reduction at the inlet of the WRRF thanks to the water quality-based control for a medium intensity rain event (about 20 mm of rain over 12 h). For this event, the results for the RT of catchment 3 (Figure 7.1) are :

- With quantity-based control only, meaning that the RT is filled when the hydraulic capacity of the sewer is reached, the RT stored 930 m³ of water corresponding to 41 kg of TSS.
- When quality-based control is added (RT filling starts when the TSS concentration is higher than 50 mg/L and the flow rate is higher than 1.5 times the peak dry weather flow rate), the RT stored 16,630 m³ of water corresponding to 3,200 kg of TSS.

With the last control setup the RT retained 77 times more TSS and only 17 times more water than without quality control, and this retained pollution could be returned afterwards to the WRRF at a controlled emptying rate, alleviating the hydraulic stress on the WRRF and permitting full biological treatment. Of course, to reduce the risk of undesired overflow due to a longer use of the storage capacity of the sewer, a weather forecast component is advised. Control strategies will then move into different modes depending on the probability of a subsequent rain event.

For this rain event, by adding the water quality control variable, the mean storage capacity used in the RT increased from 42% to 58%, taking about 35.5 h to recover full storage capacity instead of about 32h with only water quantity-based control. However, this permits to reduce the volume of water discharged without primary treatment by about 32% and to reduce the load of TSS discharged to the environment by 40%. The longer emptying process and higher TSS concentration returned to the WRRF caused the use of an additional 35% of alum compared to the constant alum dosage.

The minor accumulation of TSS in the RT, observed on the field, is also described by the model. Operationnaly, a manual cleaning of the pump chamber to remove the accumulated sludge has to be performed annually. The water quality-based control strategy seems to increase somehow the phenomenon, an impact on operational work and cost will thus have to be estimated.

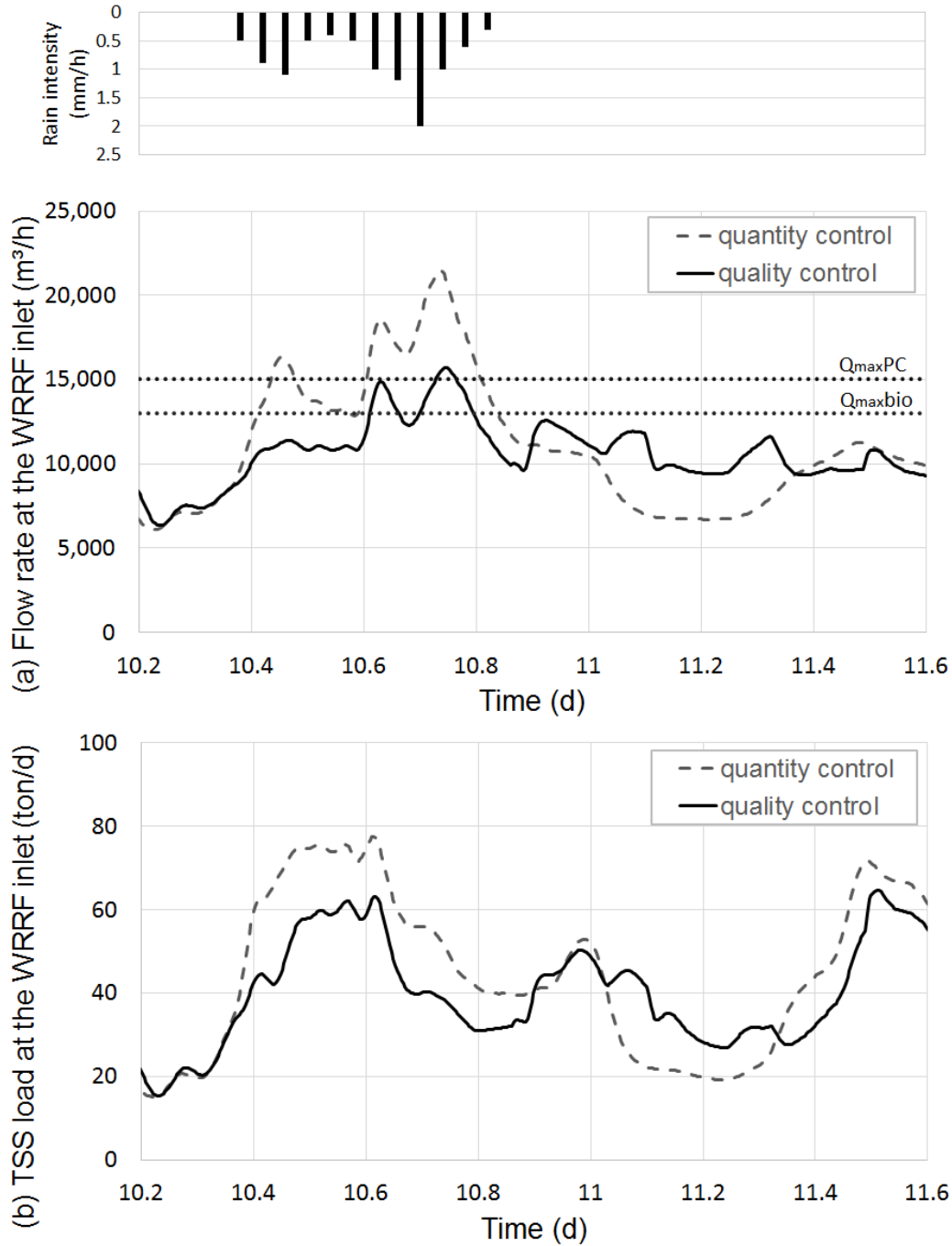


FIGURE 7.2 – (a) Flow rate and (b) TSS load at the WRRF inlet with only water quantity-based control (dash line) and with water quantity- and quality-based control of RT filling (solid line). $Q_{\text{maxPC}} = 15,000 \text{ m}^3/\text{h}$ and $Q_{\text{maxbio}} = 13,000 \text{ m}^3/\text{h}$ are the maximum flow rates respectively to the primary clarifier and the maximum flow rate to the biofiltration. On top, the rainfall intensity.

7.8 Conclusion

An integrated urban wastewater system model has been presented and used to develop a control strategy for optimal management under wet weather conditions. In several studies, water quantity-based control was shown to be worth the investment. However, with the development of reliable water quality sensors, water quality-based control is the next step that is being explored. As the simulations show, a better use of the infrastructures can be achieved, delaying the need to build additional facilities to meet the environmental requirements.

Chapitre 8

Vers des stratégies de contrôle tolérant aux fautes

8.1 Motivation

Les chapitres 5, 6 et 7 illustrent les bénéfices potentiels de la mise en œuvre de stratégies de contrôle utilisant des mesures de la qualité des eaux pour la gestion du SIAU. Ainsi, l'utilisation des mesures en ligne de concentration de MeS pour contrôler le remplissage des BR permet de capturer une plus grande partie du premier flot d'orage pour soulager la StaRRE, dont les performances sont souvent amoindries par l'arrivée d'une grande quantité d'eau et de polluants lors des temps de pluie. Dans le même objectif, par le contrôle des vidanges des BR, il est possible de répartir les pointes de pollution particulaire envoyée à la StaRRE. D'autre part, au sein de la StaRRE, l'injection d'alun à la décantation primaire permet d'augmenter la capacité de traitement, tandis que l'utilisation d'un contrôleur permet une réduction conséquente de la quantité d'alun ajoutée sans nuire à la qualité de traitement. Toutes ces actions visent à réduire les charges de polluants émises globalement par le SIAU.

Ces études ont été faites en utilisant des modèles déterministes. Les contrôleurs supposaient ainsi une connaissance parfaite de la qualité de l'eau. Or, en pratique, les mesures de qualité des eaux, notamment de turbidité, présentent toujours des incertitudes (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2011; Alferes *et al.*, 2013a). Lorsque l'erreur entre la mesure et la vraie valeur de la variable mesurée dépasse les incertitudes acceptables, on parle alors de faute. Malgré les efforts déployés, tant en nombre de personnes impliquées dans les campagnes de mesure qu'en temps de maintenance, de vérification et de calibration des capteurs, la survenue de fautes n'a pu être évitée. Les séries de données utilisées dans la présente étude témoignent de ces problèmes.

Dans des conditions opérationnelles, il n'est probablement pas envisageable de prévoir une maintenance hebdomadaire pour chaque capteur, d'autant plus s'ils sont répartis sur un ter-

ritoire étendu. Il est donc probable que, de temps à autres, les capteurs envoient des signaux fautifs. Ainsi, ce chapitre est dédié à l'évaluation des impacts des défaillances de capteurs mesurant la qualité des eaux sur les performances des contrôleurs qui les utilisent et d'évaluer la possibilité de réduire les pertes de performance dues à ces fautes. Les erreurs sur les capteurs de débit ne sont pas considérées dans cette étude.

8.2 Description et limitations du cas d'étude

Dans cette partie, le modèle présenté au Chapitre 4 Section 4.8, dont la configuration est rappelée à la Figure 8.1, a été utilisé. À la différence des versions du modèle intégré utilisées aux Chapitres 6 et 7, l'ajout d'un modèle simulant la perte de capacité de la biofiltration permet ici d'évaluer l'ensemble des rejets de MeS du SIAU. Le Tableau 8.1 présente les débits moyens et maximaux en temps secs, au niveau de chaque BV et à l'entrée de la StaRRE.

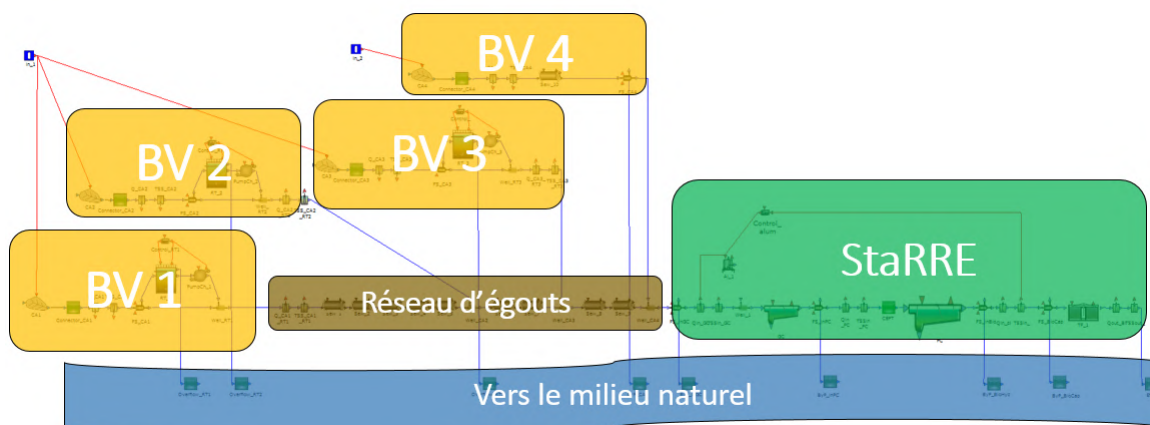


FIGURE 8.1 – Configuration du modèle intégré.

TABLEAU 8.1 – Débits moyens et maximaux de temps sec de chaque BV et à l'entrée de la StaRRE.

	$Q_{\max,TS} \text{ (m}^3/\text{j)}$	$Q_{\text{moy},TS} \text{ (m}^3/\text{j)}$
BV1	20 221	15 231
BV2	41 432	31 209
BV3	58 394	43 985
BV4	131 542	99 080
StaRRE	249 363	189 504

8.3 Description des stratégies de contrôle

8.3.1 Objectifs et critères d'évaluation

Les objectifs de la mise en place des stratégies de CTR pour ce cas d'étude sont, par ordre de priorité décroissante :

1. limiter les déversements d'eaux usées des RE unitaires en temps de pluie ;
2. limiter la charge totale de MeS rejetées au milieu naturel ; et
3. optimiser le dosage d'alun (réduction des coûts de traitement).

Dans cette étude, des stratégies de contrôle pour le remplissage et la vidange des BR, ainsi que pour la gestion de la décantation primaire physico-chimique sont proposées et évaluées selon les critères suivants :

- Volumes d'eau non ou partiellement traitée rejetés dans le milieu récepteur (m^3)
- Masses de MeS rejetées au milieu récepteur (kg)
- Temps de biofiltration perdu, défini par le nombre de biofiltres inactifs multiplié par leur temps d'inactivité (h_{bf})
- Pourcentage du volume de remplissage maximal des BR (%)
- Temps d'utilisation des BR (h)
- Masses de MeS captées par les BR (kg)
- Quantité d'alun utilisé à la décantation primaire (kg)

Les volumes d'eau et les charges de MeS rejetés au milieu récepteur devront être minimisés pour répondre aux objectifs. Le temps de biofiltration perdu représente la perte de capacité de la biofiltration et devra être minimisé. Le pourcentage du volume de remplissage des BR et leur temps d'utilisation représentent le risque qu'un événement de pluie subséquent vienne provoquer un débordement du RE unitaire et devront donc être minimisés. Les charges de MeS captées par les BR représentent l'atténuation de l'impact du temps de pluie sur la StaRRE et devront donc être maximisées. La quantité d'alun utilisé représente un coût opérationnel et devra donc être minimisée.

8.3.2 Modes de gestion

Dans le but d'évaluer le potentiel, et les risques, de l'utilisation de données de qualité des eaux pour des stratégies de contrôle du SIAU, deux modes de gestions sont comparés :

- *Contrôle quantité* : les stratégies de contrôle reposent uniquement sur des mesures de débits. Ceci sera le scénario de référence.
- *Contrôle qualité* : les stratégies de contrôle utilisent des mesures de débits et de qualité des eaux.

Pour le mode de gestion *Contrôle qualité*, des fautes courantes observées sur les capteurs de qualité des eaux, telles que décrites à la Section 8.6, ont été simulées.

Pour les deux modes de gestion, un contrôleur de supervision calcule les capacités hydrauliques pour les BV disposant d'un volume de rétention, pour le contrôle du remplissage et de la vidange de leur BR. L'objectif du contrôleur de supervision est de limiter le débit arrivant à la StaRRE (Figure 8.2). Ainsi, il mesure le débit arrivant du BV4, non contrôlé, et calcule une capacité hydraulique restante qui sera répartie aux BV1, BV2 et BV3, qui en reçoivent respectivement 20%, 30% et 50%. Ces proportions correspondent à celles de leur débit de temps sec (cf. Tableau 8.1). En mode *contrôle quantité*, les capacités hydrauliques attribuées à chaque BV contrôlé correspondent au seuil hydraulique à partir duquel leur BR est utilisé.

Pour cette étude, le débit maximal à l'entrée de la StaRRE est fixé à $360\,000\text{ m}^3/\text{j}$, ce qui correspond normalement à un traitement secondaire complet. Le BV4 ne dispose pas de volume de rétention et un seuil de déversement fixé à $200\,000\text{ m}^3/\text{j}$ est considéré.

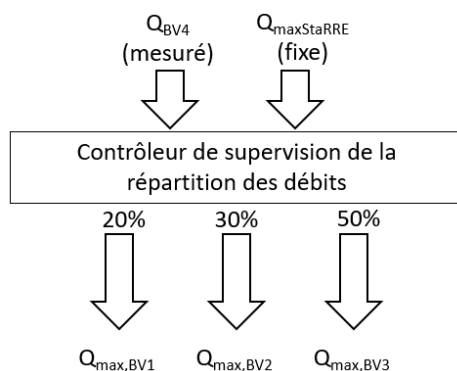


FIGURE 8.2 – Schéma du contrôle de supervision de la répartition des capacités hydrauliques aux BV contrôlés.

8.3.3 Choix des évènements pluvieux illustrant cette étude

Le mode de gestion *contrôle qualité* repose sur le principe d'une plus grande utilisation des volumes de stockage en réseau pour atténuer l'effet du temps de pluie sur la StaRRE. Pour répondre à l'objectif 1 des stratégies de CTR, ce mode de gestion n'est donc pas conseillé lors d'évènements de pluie pouvant engendrer des déversements au milieu naturel.

Ainsi, pour cette étude, des données d'évènements de pluie réels, ayant nécessité l'utilisation des BR, mais n'ayant pas engendré de débordements vers le milieu récepteur, ont été utilisées. Les caractéristiques des deux évènements de pluie sélectionnés sont présentées dans le Tableau 8.2 et les débits et concentrations de MeS qu'ils engendrent sont présentés à la Figure 8.3. La Pluie 3 présente une intensité plus faible et se déroule sur une plus courte période que la Pluie 8. D'autre part, la pointe de concentration de MeS du premier flot d'orage de la Pluie 3 arrive avant la pointe de débit (Figure 8.3a), tandis qu'ils sont concomitants pour la Pluie 8 (Figure 8.3b).

TABLEAU 8.2 – Caractéristiques des pluies simulées.

	Pluie 3	Pluie 8
Pluie totale (mm)	9.2	16.3
Intensité maximale (mm/5min)	0.5	1.9
Intensité moyenne (mm/5min)	0.1	0.28
Durée de la pluie	7h35	4h55

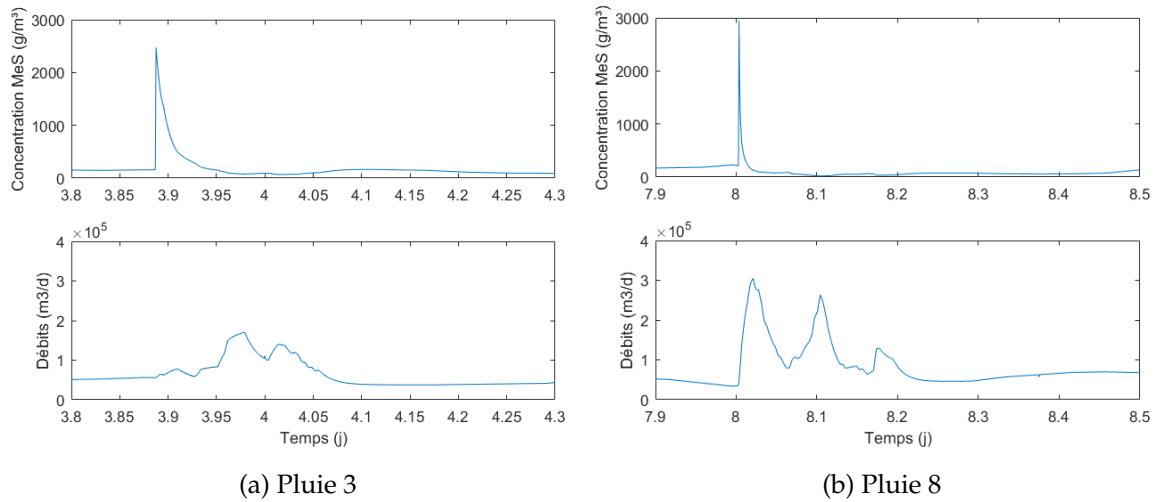


FIGURE 8.3 – Concentrations de MeS et débits engendrés par les pluies sélectionnées au BV3

Les pourcentages de remplissage maximaux de BR pour le mode de gestion *contrôle quantité* sont présentés au Tableau 8.3.

TABLEAU 8.3 – Pourcentage de remplissage maximal des BR.

	BR1	BR2	BR3
Pluie 3	44%	11%	12%
Pluie 8	72%	22%	33%

Les périodes d'évaluation pour chaque évènement pluvieux commencent 2 h avant le début de la pluie et s'étendent à environ 2 h après la fin des vidanges de l'ensemble des BR, pour tous les scénarios. Les périodes d'évaluation durent 12 h pour la Pluie 3 et 15 h la Pluie 8.

8.3.4 Description des scénarios simulés

Pour établir les conditions initiales, notamment les masses de particules initialement présentes dans les BR et leur PP, l'évènement de Pluie 3 a été simulé en *contrôle quantité*, suivi de trois jours de temps sec. Ces conditions initiales ont été utilisées pour tous les scénarios présentés par la suite.

Les Sections 8.4.1, 8.4.2 et 8.4.3 évaluent l'impact du mode de gestion *contrôle qualité* appliqué respectivement, et uniquement, aux contrôleurs locaux gérant :

- le remplissage des BR
- la vidange des BR
- l'injection d'alun à la décantation primaire.

Pour chaque Section, les autres contrôleurs locaux sont en mode *contrôle quantité*.

Dans la Section 8.5, une comparaison des scénarios où l'ensemble des contrôleurs locaux est en mode de gestion *contrôle quantité* ou en *contrôle qualité* est présentée.

8.4 Comparaison des modes de gestion sur les contrôleurs locaux

8.4.1 Remplissage des bassins de rétention

Dans le mode *contrôle quantité*, le débit seuil Q_{seuil} , au-delà duquel un déversement vers le BR a lieu, est fixé par le contrôleur de supervision à $Q_{max,BV}$.

Dans le mode *contrôle qualité*, ce débit seuil peut être abaissé lorsque des concentrations de MeS élevées sont mesurées, dans le but de capturer les eaux les plus polluées. L'Équation 8.1 décrit la variation du débit seuil en fonction de la concentration de MeS. Au lieu d'utiliser une instruction "if-then-else", une fonction sigmoïdale raide a été choisie principalement pour faciliter la solution numérique du modèle.

$$Q_{seuil} = Q_{max,BV} - (Q_{max,BV} - Q_{moy,TS}) * \frac{MeS^n}{MeS^n + MeS_{seuil}^n} \quad (8.1)$$

où

- $Q_{max,BV}$ est le débit maximum attribué par le contrôleur de supervision (m^3/j)
- $Q_{moy,TS}$ est le débit moyen de temps sec du BV (m^3/j)
- MeS est la concentration de MeS mesurée dans le RE unitaire (mg/L)
- MeS_{seuil} est la concentration de MeS de changement de seuil, fixée à 75 mg/L.
- n est le paramètre de raideur du changement, fixé à 10.

La comparaison des deux modes de gestion du remplissage, simulés sur la Pluie 8, est présentée à la Figure 8.4. On observe une variation du débit allant vers la StaRRE durant la pluie, notamment pour capturer le premier flot d'orage, ainsi qu'à la fin de la deuxième pointe de débit vers 8.15 j (en rouge sur la Figure 8.4b).

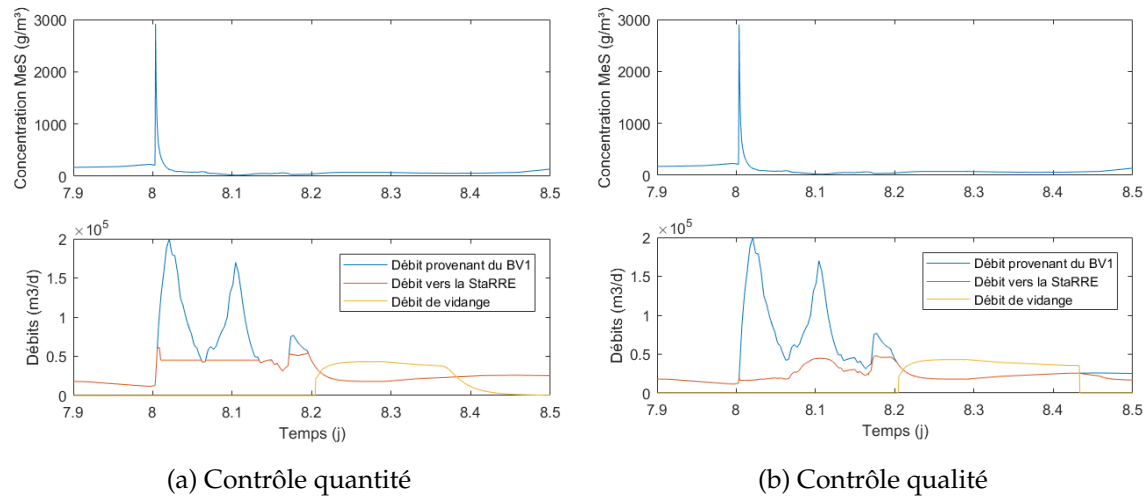


FIGURE 8.4 – Comparaison des modes de gestion (a) *contrôle quantité* et (b) *contrôle qualité* lors du remplissage du BR3, simulation pour la pluie 8

Impact sur la StaRRE. Le mode *contrôle qualité* pour le remplissage des BR permet de retenir une plus grande proportion des eaux les plus chargées en MeS dans les BR.

Avec injection d'alun. En répartissant les charges de MeS arrivant à la StaRRE dans le temps, la stratégie *contrôle qualité* du remplissage des BR permet de réduire la consommation d'alun tout en réduisant la quantité de MeS relâchées au milieu récepteur. Cet impact est particulièrement important pour la Pluie 8 pendant laquelle la pointe de MeS du premier flot d'orage coïncide avec la pointe de débit. Pour cette pluie, le *contrôle qualité* pour le remplissage des BR permet d'éviter la dérivation d'eau partiellement traitée à l'amont de la biofiltration ce qui réduit le rejet de MES de 48%, tout en réduisant de 7% la consommation d'alun, par rapport à la stratégie *contrôle quantité*.

TABEAU 8.4 – Impact des modes de gestion de remplissage des BR sur la StaRRE - MeS rejetées lorsque le système d'injection d'alun est inactif.

	Pluie 3		Pluie 8	
	Contrôle quantité	Contrôle qualité	Contrôle quantité	Contrôle qualité
Masse de MeS rejetée avant la biofiltration (kg)	-	-	714	-
Masse de MeS rejetée après la biofiltration (kg)	804	793	773	771
Masse de MeS totale rejetée (kg)	804	793	1 487	771
Temps de biofiltration perdu (h_{bf})	-	-	24	-
Masse d'alun utilisé (kg)	6 405	6 389	7 528	6 964

Sans injection d'alun. Lorsque le système d'injection d'alun n'est pas disponible, l'intérêt de retenir une plus grande partie des MeS du premier flot d'orage est encore plus important. En effet, le colmatage des biofiltres dû à la charge de MeS provoque une dérivation à l'amont de la biofiltration pour les deux pluies. Le *contrôle qualité* du remplissage des BR permet de réduire la perte des heures de biofiltration de $10 h_{bf}$ pour la Pluie 3 et de $3 h_{bf}$ pour la Pluie 8.

Ce qui a pour conséquence de réduire de 14% et 21%, respectivement pour les Pluies 3 et 8, la quantité de MeS rejetées au milieu récepteur (Tableau 8.5).

TABLEAU 8.5 – Impact des modes de gestion de remplissage des BR sur la StaRRE - MeS rejetées lorsque le système d’injection d’alun est inactif.

	Pluie 3		Pluie 8	
	Contrôle quantité	Contrôle qualité	Contrôle quantité	Contrôle qualité
Masse de MeS rejetée avant la biofiltration (kg)	4 234	3 483	1 570	1 089
Masse de MeS rejetée après la biofiltration (kg)	821	882	1 048	984
Masse de MeS totale rejetée (kg)	5 055	4 366	2 617	2 073
Temps de biofiltration perdu (h_{br})	113	103	39	36

Impact sur les BR. Les Tableaux 8.6 et 8.7 présentent une comparaison des taux de remplissage des BR selon les modes de gestion. On observe que le *contrôle qualité* permet de récupérer une plus grande quantité de MeS dans les BR, mais utilise également un plus grand volume de stockage. Pour la Pluie 8, le BR1 passe de 72% à 99% de remplissage, ce qui augmente le risque de déversement vers le milieu récepteur.

TABLEAU 8.6 – Impact des modes de gestion appliqués au remplissage des BR sur le volume des BR utilisé lors de la Pluie 3.

	Contrôle quantité			Contrôle qualité		
	BR1	BR2	BR3	BR1	BR2	BR3
Pourcentage vol max utilisé	44%	11%	12%	53%	13%	17%
Mass MeS max récupéré (kg)	381	611	621	888	894	1 213

TABLEAU 8.7 – Impact des modes de gestion appliqués au remplissage des BR sur le volume des BR utilisé lors de la Pluie 8.

	Contrôle quantité			Contrôle qualité		
	BR1	BR2	BR3	BR1	BR2	BR3
Pourcentage vol max utilisé	72%	22%	33%	99%	27%	39%
Mass MeS max récupéré (kg)	736	1 115	1 652	1 134	1 402	2 004

8.4.2 Vidange des bassins de rétention

La phase de vidange des BR peut démarrer lorsqu’il n’y a plus de pluie enregistrée pendant les 10 dernières minutes. Le débit de vidange est déterminé selon le mode de gestion utilisé.

Dans le mode *contrôle quantité*, le débit attribué au BV est fixé par le contrôleur de supervision à $Q_{seuil,BV}$ et le débit de vidange utilisé est le débit de vidange maximal $Q_{vidange,max}$, calculé par l’Équation 8.2.

$$Q_{vidange,max} = Q_{seuil,BV} - Q_{BV} \quad (8.2)$$

Dans le mode *contrôle qualité*, le même principe que pour le remplissage est utilisé (cf. Section 8.4.1) : le débit de vidange peut être abaissé jusqu'à un débit de vidange $Q_{vidange, réduit}$ en fonction de la concentration de MeS mesurées dans le PP selon l'Équation 8.3. Ceci permet de répartir la charge de MeS retournée à la StaRRE sur une plus longue période.

$$Q_{vidange, qualit} = Q_{vidange, max} - (Q_{vidange, max} - Q_{vidange, réduit}) * \frac{MeS^n}{MeS^n + MeS_{seuil}^n} \quad (8.3)$$

où

- $Q_{vidange, max}$ est le débit de vidange en mode *contrôle quantité* (m^3/j)
- MeS est la concentration de MeS mesurée dans le PP (mg/L)
- MeS_{seuil} est la concentration de MeS de changement de seuil, fixée à 200 mg/L d'après les observations expérimentales (cf. Figure 8.5)
- n est le paramètre de raideur du changement, fixé à 10
- $Q_{vidange, réduit}$ est le débit de vidange lorsque la concentration en MeS dans le puits de pompage est élevée (m^3/j)

Deux facteurs doivent être pris en compte pour le choix du débit de vidange réduit, la durée estimée de la vidange et le flux de MeS vidangées. Pour cette étude, le débit de vidange réduit a été fixé à la moitié du débit maximal de vidange, utilisé en mode *contrôle quantité*.

Cette stratégie de vidange repose sur les résultats de Maruéjols *et al.* (2012), qui ont déterminé expérimentalement une variation de la concentration de MeS dans le PP lors de la vidange du BR. En début de vidange, l'eau relâchée contient une concentration de MeS élevée, qui était restée dans le PP lors de la dernière pluie. Puis, le milieu de la vidange est essentiellement composé d'une eau peu concentrée en MeS. Enfin, en fin de vidange, les MeS décantées dans le BR sont remises en suspension ce qui produit à nouveau une eau plus chargée en MeS (Figure 8.5)

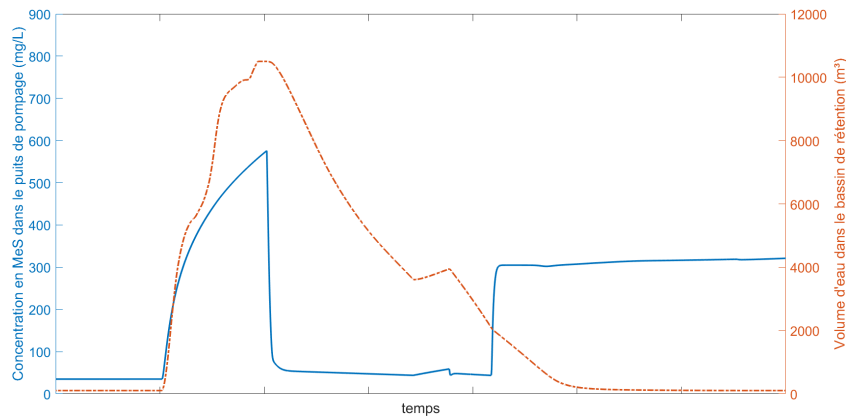


FIGURE 8.5 – Évolution de la concentration de MeS dans le PP, simulée par le modèle de BR (en bleu). En orange, volume d'eau retenu dans le BR

La comparaison des deux modes de gestion de la vidange des BR, simulés sur la Pluie 8, est présentée à la Figure 8.6. Sur la Figure 8.6b, on observe une augmentation plus lente du débit de vidange vers 8,2 j et une réduction du débit de vidange vers la période 8,35 j par rapport à la Figure 8.6a.

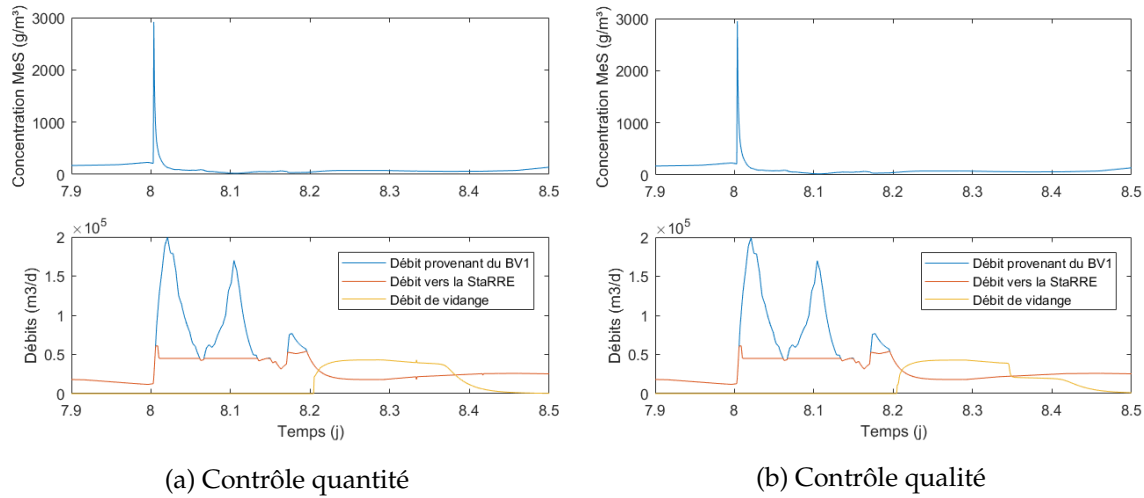


FIGURE 8.6 – Comparaison des modes de gestion (a) *contrôle quantité* et (b) *contrôle qualité* lors de la vidange du BR3, simulation pour la Pluie 8

Impact sur la StaRRE. Le mode de gestion *contrôle qualité* appliqué à la vidange des BR permet de répartir sur une plus longue période les débits d’eau et de charges de MeS retournés à la StaRRE. Sur la Figure 8.7b, on observe que le débit à l’entrée de la StaRRE est plus faible que sur la Figure 8.7a autour de 8.4 j.

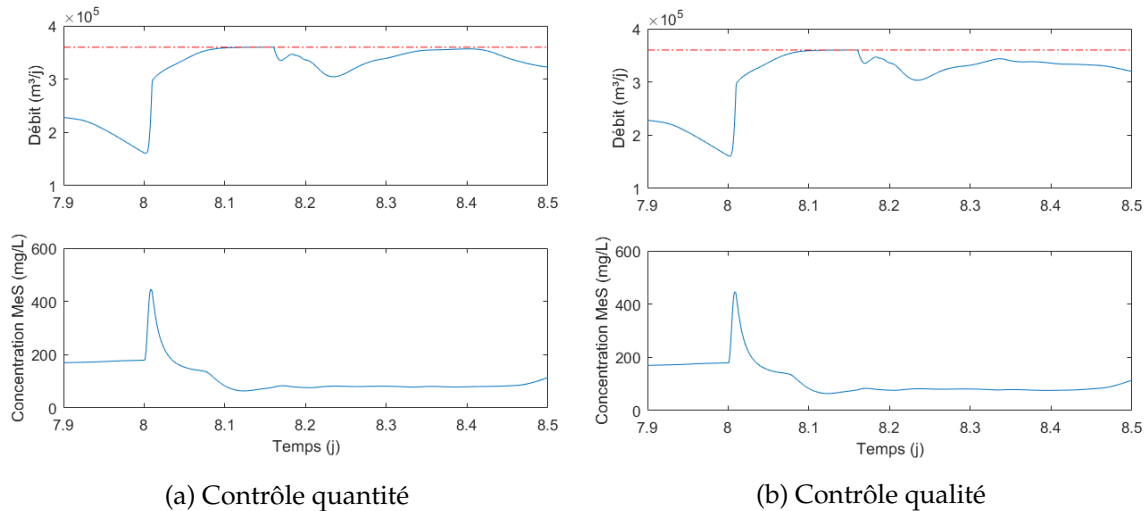


FIGURE 8.7 – Débits et concentration de MeS à l’entrée de la StaRRE lors des modes de gestion (a) *contrôle quantité* et (b) *contrôle qualité* appliqués aux vidanges des BR, simulation pour la Pluie 8. En pointillé rouge, la limite de débit admissible à la StaRRE.

Avec injection d'alun. En étalant la charge de MeS provenant des BR dans le temps, le *contrôle qualité* de la vidange des BR peut réduire l'utilisation d'alun à la décantation primaire. Cependant, pour les événements pluvieux choisis, l'impact de cette stratégie est minime en terme de diminution de la quantité d'alun utilisé et de rejet de MeS (Tableau 8.8).

TABLEAU 8.8 – Impact des modes de gestion de la vidange des BR sur la StaRRE - MeS rejetées et consommation d'alun lorsque le contrôleur d'injection d'alun est en mode *contrôle quantité*.

	Pluie 3		Pluie 8	
	Contrôle quantité	Contrôle qualité	Contrôle quantité	Contrôle qualité
Masse de MeS rejetée avant la biofiltration (kg)	-	-	714	714
Masse de MeS rejetée après la biofiltration (kg)	804	804	773	746
Masse de MeS totale rejetée (kg)	804	804	1 487	1 460
Temps de biofiltration perdu (h_{br})	-	-	24	24
Masse d'alun utilisé (kg)	6 405	6 404	7 528	7 295

Sans injection d'alun. Lorsque le système d'injection d'alun n'est pas disponible, le mode de gestion *contrôle qualité* de la vidange des BR peut éventuellement aider à une récupération plus rapide de la capacité de traitement de la biofiltration. Cependant, dans les scénarios étudiés, cet effet est négligeable. La diminution de la charge de MeS rejetées au milieu récepteur est également très faible (Tableau 8.9).

TABLEAU 8.9 – Impact des modes de gestion de la vidange sur la StaRRE - MeS rejetées lorsque le système d'injection d'alun est inactif.

	Pluie 3		Pluie 8	
	Contrôle quantité	Contrôle qualité	Contrôle quantité	Contrôle qualité
Masse de MeS rejetée avant la biofiltration (kg)	4 234	4 213	1 570	1 569
Masse de MeS rejetée après la biofiltration (kg)	821	823	1 048	1 026
Masse de MeS totale rejetée (kg)	5 055	5 035	2 617	2 595
Temps de biofiltration perdu (h_{br})	113	113	39	39

Impact sur les BR. L'augmentation de la durée de la vidange des BR est inférieure à 20 min pour tous les BR. L'impact sur le risque de déversement au milieu naturel peut donc être considéré comme négligeable, car la plus grande partie du volume de rétention est déjà récupérée lorsque le débit de vidange est réduit à cause de l'augmentation de la concentration de MeS dans le PP.

Cependant, une quantité de MeS plus importante est retenue dans les BR à la fin de la vidange (Tableau 8.10) et aura donc un impact sur le prochain événement pluvieux. L'augmentation en pourcentage (de 8% à 235%) peut paraître élevée, mais reste faible en comparaison aux charges de MeS mises en jeu lors des événements pluvieux (Tableau 8.11). Des masses de MeS initialement présentes dans les BR sont également à prendre en compte (Tableau 8.12). Au final, la différence d'accumulation de MeS entre les deux modes de gestion représente

3% et 2% des masses de MeS de la période d'évaluation, respectivement pour la Pluie 8 et la Pluie 3.

D'autre part, il est important de préciser que ce phénomène n'avait pas été quantifié lors de l'élaboration du modèle de BR (Maruéjols *et al.*, 2012), son ampleur reste donc à valider.

TABLEAU 8.10 – MeS retenues dans les BR à la fin de la vidange (kg).

	Contrôle quantité			Contrôle qualité		
	BR1	BR2	BR3	BR1	BR2	BR3
Pluie 8	83	284	797	90	410	977
Pluie 3	41	130	154	139	178	243

TABLEAU 8.11 – Masses de MeS engendrées par les BV pendant la période d'évaluation (kg).

	Pluie 3	Pluie 8
BV1	2 757	2 336
BV2	4 002	3 630
BV3	5 641	5 116
Total	12 400	11 082

TABLEAU 8.12 – Masses de MeS initialement présentes dans les BR (kg).

BR1	39
BR2	121
BR3	186

8.4.3 Injection d'alun à la décantation primaire

Le système d'injection d'alun est activé lors des événements pluvieux, jusqu'à la fin des vidanges des BR. Le critère de début d'un événement pluvieux est défini sur le débit à $Q_{affluent, StaRRE} > 252\,000\, m^3/j$, soit $2\,000\, m^3/j$ au-dessus du débit maximal de temps sec.

Dans le mode *contrôle quantité*, l'alun est ajouté à une concentration constante de 45 mg/L, ce qui implique un ajout de la solution d'alun proportionnel au débit d'entrée.

Dans le mode *contrôle qualité*, la quantité d'alun ajoutée est modulée en fonction de la turbidité de l'effluent des décanteurs primaires. Pour cela, un contrôleur à rétroaction de type PI avec une composante anti-saturation est utilisé (cf. Chapitre 5, Section 5.6.3). Le point de consigne sur la concentration de MeS à l'effluent des décanteurs primaires est fixé à 40 mg/L. Cette valeur correspond aux observations des gestionnaires de la StaRRE pour un bon fonctionnement des biofiltres (communication personnelle de Denis Dufour, responsable des StaRRE de la Ville de Québec).

Le Tableau 8.13 présente une comparaison des modes de gestion de l'injection d'alun pour les deux événements pluvieux. La remplissage et la vidange des BR étaient en mode *contrôle quantité*. Pour la Pluie 8, le mode *contrôle qualité* appliqué à l'injection d'alun permet d'éviter le colmatage des biofiltres et ainsi de réduire de 39% la masse de MeS rejetées au milieu récepteur, tout en réduisant la quantité d'alun utilisé de 8%. Pour la Pluie 3, la réduction de masse de MeS rejetées est de 3%, mais a nécessité une augmentation de la consommation d'alun de 10%.

La Pluie 8 est de plus forte intensité que la Pluie 3 et la vidange des BR s'étend sur une période plus longue. Il s'avère qu'en mode *contrôle qualité*, le contrôleur a permis de réduire l'utilisation d'alun sur cette période à plus faible charge de MeS. Pour la Pluie 3, le contrôle qualité a permis de réduire la charge de MeS rejetées au milieu récepteur, au prix d'une plus grande quantité d'alun utilisé (augmentation de 10%).

TABLEAU 8.13 – Quantité d'alun utilisé selon les modes de gestions.

	Pluie 3		Pluie 8	
	Contrôle quantité	Contrôle qualité	Contrôle quantité	Contrôle qualité
Masse de MeS rejetée avant la biofiltration (kg)	-	-	714	-
Masse de MeS rejetée après la biofiltration (kg)	804	607	773	906
Masse de MeS totale rejetée (kg)	804	607	1 487	906
Temps de biofiltration perdu (h_{br})	-	-	24	-
Masse d'alun utilisé (kg)	6 405	7 045	7 528	7 094

On notera que l'augmentation de la consigne de turbidité du contrôleur d'alun permettrait de réduire la quantité d'alun utilisé. Ainsi, un essai a été effectué pour la simulation de la Pluie 3 en mode de gestion *contrôle qualité* pour le remplissage et la vidange des BR, de même que pour l'injection d'alun. L'augmentation de la consigne de concentration de MeS à l'effluent de la décantation primaire de 40 à 50 mg/L, a permis de réduire l'utilisation d'alun de 29% (4679 kg au lieu de 6618 kg), pour une légère augmentation de la charge de MeS rejetées à l'effluent des biofiltres, passant de 685 kg à 879 kg, sans déclencher de dérivation à l'amont de la biofiltration.

8.5 Comparaison des modes de gestion sur le SIAU

Les modes de gestion *contrôle quantité* et *contrôle qualité* ont été appliqués à l'ensemble des contrôleurs locaux du SIAU.

Impact sur la StaRRE. La Figure 8.8 compare les débits et concentration de MeS à l'entrée de la StaRRE de ces deux modes de gestion pour la Pluie 8.

En répartissant sur une plus longue période l'arrivée des charges de MeS à la StaRRE, l'augmentation de la quantité d'alun utilisé pour la Pluie 3 est de 8%, comparativement à 10% (lorsque le remplissage et la vidange des BR sont en mode *contrôle quantité*). Pour la Pluie 8, la quantité d'alun utilisé est réduite de 15%, tout en évitant une dérivation des eaux partiellement traitées à l'amont de la biofiltration (Tableau 8.14).

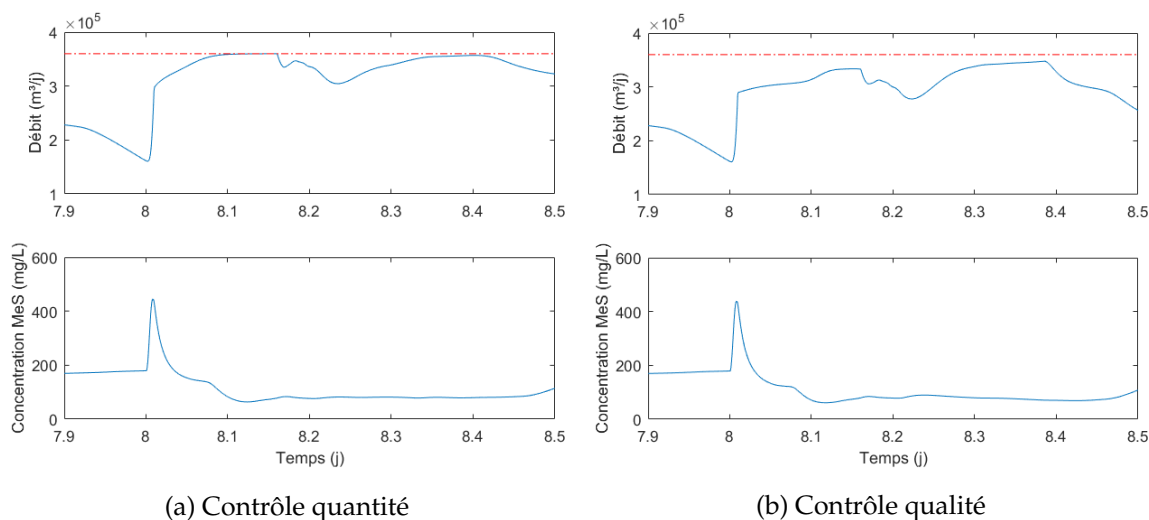


FIGURE 8.8 – Débits et concentration de MeS à l'entrée de la StaRRE lors des modes de gestion (a) *contrôle quantité* et (b) *contrôle qualité* appliqués à l'ensemble du SIAU, simulation pour la Pluie 8. En pointillé rouge, la limite de débit admissible à la StaRRE.

TABLEAU 8.14 – Masse de MeS rejetées au milieu récepteur et quantité d'alun utilisé selon les modes de gestion du SIAU.

	Pluie 3		Pluie 8	
	Contrôle quantité	Contrôle qualité	Contrôle quantité	Contrôle qualité
Masse de MeS rejetée avant la biofiltration (kg)	-	-	714	-
Masse de MeS rejetée après la biofiltration (kg)	804	606	773	850
Masse de MeS totale rejetée (kg)	804	606	1 487	850
Temps de biofiltration perdu (t_{br})	-	-	24	-
Masse d'alun utilisé (kg)	6 405	6 925	7 528	6 337

La Figure 8.9 montre l'impact sur la biofiltration de la réduction de la charge de MeS arrivant à la StarRE grâce au *contrôle qualité* sur tous les contrôleurs locaux, lors de la Pluie 8.

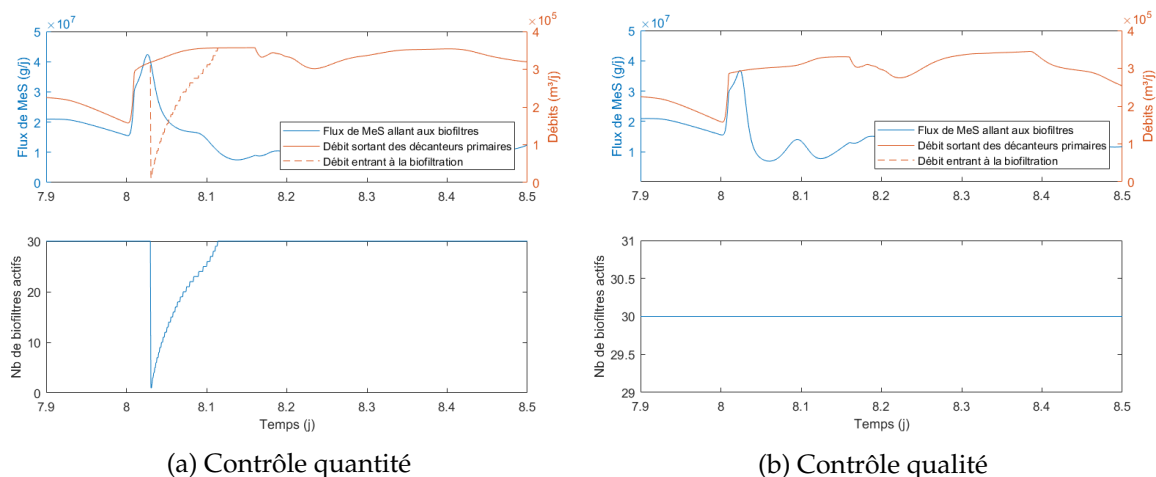


FIGURE 8.9 – Débits et charges de MeS à l'entrée des biofiltres et nombre de biofiltres actifs, selon les modes de gestion (a) *contrôle quantité* et (b) *contrôle qualité* appliqués sur l'ensemble du SIAU, simulation pour la Pluie 8

Impact sur les BR. En terme d'utilisation des BR, outre le volume maximal de remplissage et la durée de vidange plus élevée, évoqués dans les Section 8.4.1 et 8.4.2, la quantité de MeS retenues dans les BR à la fin de la vidange est également plus importante (Tableau 8.15). La différence d'accumulation de MeS pour les deux modes de gestion représente 2% et 22% de la masse de MeS totale de la période d'évaluation, respectivement pour la Pluie 3 et la Pluie 8 (cf. Section 8.4.2).

Dans l'hypothèse que le modèle quantifie ce phénomène correctement, la nécessité d'un curage des BR plus fréquent devra être envisagée avec le mode de gestion *contrôle qualité*.

TABEAU 8.15 – MeS retenues dans les BR à la fin de la vidange (kg).

	Contrôle quantité			Contrôle qualité		
	BR1	BR2	BR3	BR1	BR2	BR3
Pluie 8	83	284	797	686	1 060	1 806
Pluie 3	41	130	154	139	178	230

Interaction des contrôleurs locaux. Les Sections 8.4.1 et 8.4.3 ont montré que pour éviter le colmatage des biofiltres et, conséquemment, une dérivation des eaux partiellement traitées à l'amont de la StarRE lors de la Pluie 8, deux scénarios étaient possibles :

- le *contrôle qualité* du remplissage des BR associé avec l'injection d'alun
- le *contrôle qualité* de l'injection d'alun

Dans le cas où les deux contrôleurs seraient disponibles, une compensation peut donc être envisagée si jamais l'un d'eux présentait un dysfonctionnement.

Le mode de gestion *contrôle qualité* présente ainsi une flexibilité qui permet de répondre plus adéquatement aux objectifs 2 et 3 du CTR, soit de réduire les rejets de polluants particuliers, tout en limitant la consommation d'alun. Par contre, jusqu'ici, cette étude repose sur l'utilisation d'un signal considéré comme parfait pour représenter la qualité des eaux. Or, en pratique les contrôleurs peuvent être alimentés par des signaux fautifs, avec les effets qui seront évalués à la prochaine section.

8.6 Types de fautes sur les capteurs de qualité des eaux

Les capteurs installés dans le SIAU sont soumis à des conditions extrêmes (environnement corrosif, développement de biofilm, présence de débris...), ce qui augmente le risque de fautes. Un signal est qualifié de fautif quand il n'est plus représentatif des conditions dans lesquelles le capteur se trouve. La faute peut être intrinsèque au capteur (défaillance) ou due à un facteur extérieur (débris recouvrant la lentille). Yoo *et al.* (2008) ont classifié les fautes communément rencontrées lors de l'utilisation des capteurs (Figure 8.10).

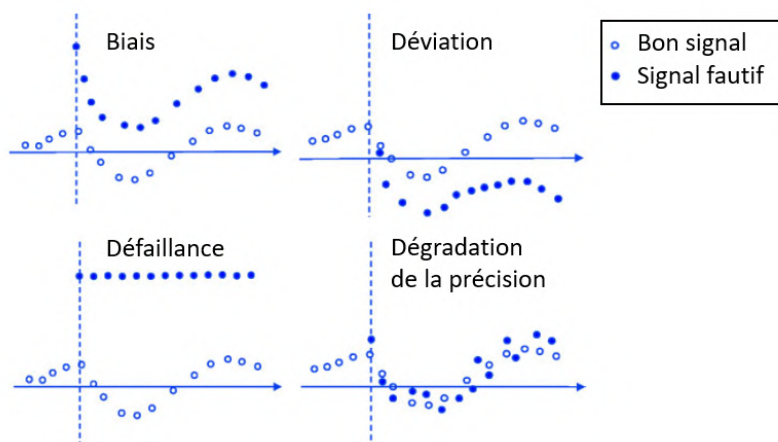


FIGURE 8.10 – Types de fautes observées sur les capteurs (Yoo *et al.*, 2008).

Les expériences menées sur le terrain ont montré que certains capteurs peuvent présenter un risque de faute plus élevé que d'autres. La Figure 8.11 montre deux exemples de signaux de capteurs installés à un même point. Le signal du spectro::lyser™ présente à la fois un biais et une dérive (drift) relativement prononcés, qui recommence immédiatement après la calibration du capteur.

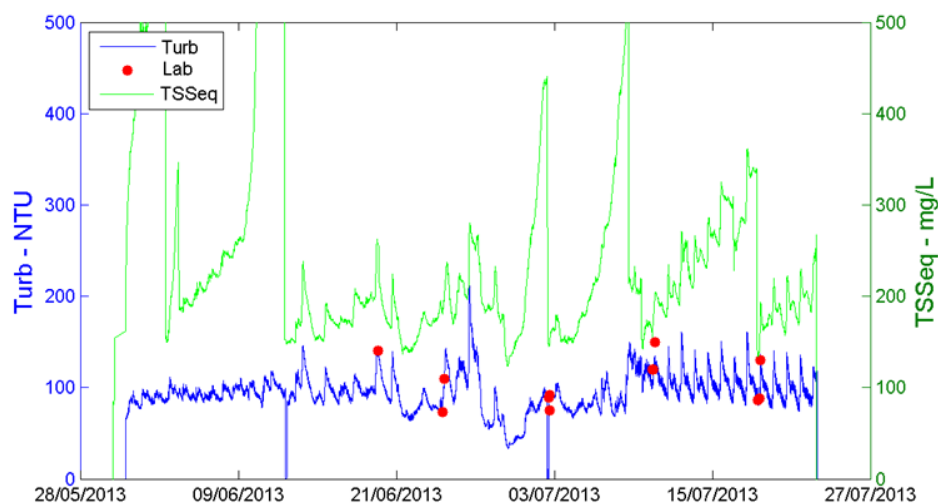


FIGURE 8.11 – Exemple de dérive (drift) d'un signal. Turbidité mesurée à l'entrée des décan-teurs primaires de la StaRRE d'Eindhoven (Pays-Bas) par un capteur Solitax® (en bleu) et un capteur spectro::lyser™ (en vert).

D'autre part, au sein de la StaRRE, des signaux de turbidité élevés non corrélés à une aug-mentation de la concentration de MeS ont été observés. Ces épisodes ont été reliés à des rejets provenant d'une usine de pâtes et papiers et contenant de fortes quantités de dioxyde de titane. Ces rejets de couleur blanchâtre (Figure 8.12) font augmenter la turbidité de l'eau sans qu'il n'y ait d'augmentation de la concentration de MeS.

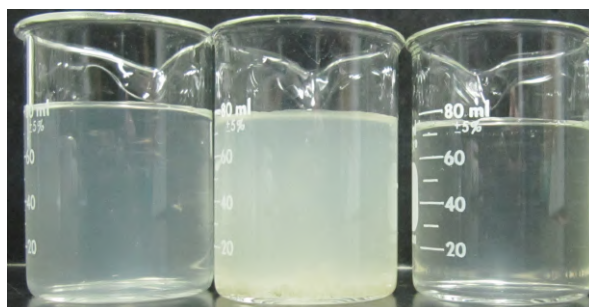


FIGURE 8.12 – Turbidité de l'eau probablement due à la présence de dioxyde de titane. À gauche et au centre, des échantillons d'effluent de la StaRRE Est de la Ville de Québec pen-dant l'épisode de rejet et quelque temps après, leurs concentrations en MeS étaient similaires mais la turbidité de l'échantillon du centre était plus élevée. À droite, eau du robinet pour comparaison.

Les fautes sur les capteurs sont généralement détectées à l'occasion d'une visite sur le terrain, donnant lieu à des prises d'échantillons, à la maintenance et éventuellement à une calibration du capteur. Cependant, dans le but d'utiliser le signal du capteur de manière opérationnelle, une validation a posteriori n'est pas suffisante.

Outils de détection. La survenue de fautes est souvent aléatoire mais peut être provoquée par des changements brusques de conditions, tels que l'arrivée d'un événement pluvieux. La détection de ces changements est nécessaire pour déterminer s'il s'agit d'une faute du capteur. Dans l'équipe modelEAU, *Alferes et al. (2013b)* ont développé des outils de détection de fautes et de validation automatique des données recueillies en ligne, qui ont été appliqués dans cette thèse. Cet outil est basé sur des calculs de critères définis par l'utilisateur et permet d'identifier des comportements inhabituels.

Un test de redondance de capteurs, qui est une autre manière de détecter des fautes, a aussi été effectué. L'installation de deux capteurs identiques dans des conditions similaires a montré qu'il est facile de détecter un problème, mais qu'il reste difficile d'identifier l'origine d'un biais entre deux signaux (cf. Annexe E). L'incertitude sur la mesure des concentrations en MeS est aussi un facteur dans la précision de la calibration. Cependant, ce genre d'installation peut servir d'outil de détection de fautes en surveillant la différence entre les deux signaux.

8.7 Impact des fautes de capteurs sur les stratégies de contrôle

Cette étude ne prétend pas présenter un rapport exhaustif de l'impact des fautes sur le mode de gestion *contrôle qualité*, la variété des fautes possibles rendant la tâche complexe. L'impact de certaines fautes dépend du moment où elles se produisent, en relation avec leur importance dans l'action du contrôleur. C'est le cas pour la dérive de signal et de la défaillance au cours de laquelle le signal reste constant. Leur impact dépendra donc de l'ensemble de ces paramètres.

Pour illustrer l'impact des fautes, des biais négatifs (le signal du capteur est inférieur à la vraie valeur) et positifs (le signal du capteur est supérieur à la vraie valeur) sur les capteurs de turbidité ont été simulés.

8.7.1 Remplissage des bassins de rétention

Un biais négatif sur le capteur de turbidité contrôlant le remplissage des BR peut engendrer une plus faible capture du premier flot d'orage. Les résultats de simulation pour la Pluie 8 sur le BR1 sont présentés au Tableau 8.16. Dans ce cas, le volume du BR utilisé est plus faible, réduisant le risque de déversement au BV1, et la quantité d'alun utilisé est moins importante, sans impact majeur sur la masse de MeS rejetées à la StaRRE. En effet, la faute ne touchant qu'un seul BR, la capture du flot d'orage des BV2 et BV3 est suffisante pour protéger la StaRRE. Le bilan est donc positif et montre aussi qu'une optimisation des seuils de contrôle du remplissage est possible, pour réduire la consommation d'alun sans nuire à la performance de la StaRRE.

TABLEAU 8.16 – Impact d’un biais négatif sur le capteur de turbidité contrôlant le remplissage du BR1 lors de la Pluie 8.

Valeur du biais (mg/L)	-25	-50
Pourcentage de remplissage du BR1	86%	79%
Masse d'alun utilisé (kg)	6 399	6 433

Lorsque le biais sur le capteur de turbidité contrôlant le remplissage des BR est positif, le contrôleur permet le remplissage du BR à débit élevé même lorsque les concentrations en MeS dans les eaux arrivant du BV sont faibles. Les volumes de rétention sont donc utilisés de manière non optimale, augmentant le risque de débordement du BR. Le Tableau 8.17 présente les impacts d’un biais du capteur de turbidité sur le BR1 lors de la Pluie 8. Le BR1 déborde dans tous les scénarios avec biais. En effet, pour cette pluie, le mode de gestion *contrôle qualité* sans faute utilisait déjà la presque totalité du volume de rétention, ne laissant aucune marge d’erreur possible.

TABLEAU 8.17 – Impact d’un biais positif sur le capteur de turbidité contrôlant le remplissage du BR1 lors de la Pluie 8.

Valeur du biais (mg/L)	25	50	75	150
Pourcentage de remplissage du BR1	100%	100%	100%	100%
Volume d'eau déversé au BV1 (m ³)	1 867	2 652	2 815	2 876
Masse de MeS rejetées au BV1 (kg)	108	152	161	164

Pour la capture du première flot d’orage, les biais négatifs et positifs n’ont pas de conséquence sur le démarrage du remplissage car l’augmentation de la concentration de MeS est abrupte. Par contre, un biais positif permettra un remplissage des BR plus important avec des eaux dont la concentration en MeS est plus faible et donc une augmentation de l’utilisation du volume de stockage.

8.7.2 Vidange des bassins de rétention

Le mode *contrôle qualité* sur la vidange des BR réduit le débit de vidange lorsque la concentration de MeS dans le PP du BR atteint un certain seuil. Cette stratégie de contrôle n’ayant que peu d’impact sur la StaRRE, la simulation de fautes sur le capteur de turbidité contrôlant la vidange n’influence pas ces résultats de manière notable.

Lorsqu’un biais négatif est simulé, la vidange s’approche de la situation en *contrôle quantité*, tandis qu’un biais positif augmente le temps de vidange. Avec un biais de +150 mg/L, le temps de vidange est doublé par rapport à la situation *contrôle qualité*. Ceci est dû au choix des paramètres du *contrôle qualité* de la vidange des BR, soit le seuil de concentration de MeS fixé à 200 mg/L et le débit de vidange réduit fixé à $Q_{vidange,rdut} = \frac{Q_{vidange,max}}{2}$.

8.7.3 Injection d'alun à la décantation primaire

Un biais négatif sur le capteur de turbidité contrôlant l'injection d'alun peut avoir plusieurs impacts selon l'évènement de pluie considéré.

Pour la Pluie 8, on observe une diminution de la quantité d'alun utilisé (Tableau 8.18). Cependant, les charges mises en jeu lors de cet évènement n'ont pas déclenché de dérivation à l'amont de la biofiltration. Ainsi, seule une légère hausse de la masse de MeS rejetées après la biofiltration est observée (Tableau 8.18).

TABLEAU 8.18 – Impact d'un biais négatif sur le capteur de turbidité contrôlant l'injection d'alun lors de la Pluie 8.

Valeur du biais (mg/L)	-25	-50
Masse d'alun utilisé (kg)	1 363	654
Masse de MeS rejetées avant la biofiltration (kg)	-	-
Masse de MeS rejetées après la biofiltration (kg)	1 006	1 022

Pour la Pluie 3, lorsque le capteur de turbidité présente un biais de -50 mg/L, la quantité d'alun utilisé devient insuffisante pour protéger la biofiltration du colmatage, produisant un déversement d'eau partiellement traitée (Tableau 8.19).

TABLEAU 8.19 – Impact d'un biais négatif sur le capteur de turbidité contrôlant l'injection d'alun lors de la Pluie 3.

Valeur du biais (mg/L)	-25	-30	-50
Masse d'alun utilisé (kg)	4 679	4 272	2 283
Temps de biofiltration perdu (hbf)	-	-	52
Masse de MeS rejetées avant la biofiltration (kg)	-	-	837
Masse de MeS rejetées après la biofiltration (kg)	879	925	954

Un biais positif sur le capteur de turbidité contrôlant l'injection d'alun induit une augmentation de la quantité d'alun utilisé, sans amélioration notable de la quantité de MeS rejetées au milieu récepteur (Tableau 8.20).

TABLEAU 8.20 – Impact d'un biais positif sur le capteur de turbidité contrôlant l'injection d'alun lors de la Pluie 8.

Valeur du biais (mg/L)	25	50	75
Masse d'alun utilisé (kg)	8489	9219	9219
Masse de MeS rejetées après la biofiltration (kg)	513	472	472

On notera que ces impacts sont fortement liés au fonctionnement des biofiltres, dont la perte de capacité de traitement est plutôt brusque lorsque la charge de MeS dépasse une limite acceptable. Les résultats doivent être interprétés avec prudence au vu de l'utilisation d'un modèle assez simple représentant le colmatage des biofiltres. Des études plus approfondies sur ce point sont conseillées.

8.8 Mode de gestion dégradé

Cette section repose sur l'hypothèse de la disponibilité d'outils de détection de fautes pour permettre une re-configuration des stratégies de contrôle. Cette re-configuration sera appelée *contrôle de repli*. Lorsque le signal d'un capteur de qualité des eaux est considéré fautif, un basculement vers le mode *contrôle quantité* a lieu.

La possibilité d'un *contrôle de repli* est illustrée sur les deux scénarios extrêmes pour lesquels une faute sur un capteur de turbidité rendait le mode *contrôle qualité* moins performant que le mode *contrôle quantité*, soient :

- Un biais positif de +50 mg/L sur le capteur de turbidité contrôlant le remplissage du BR1 pendant la Pluie 8. Cette faute engendrait un déversement d'eau non traitée au BV1 de 2652 m³ incluant 153 kg de MeS.
- Un biais négatif de -50 mg/L sur le capteur de turbidité contrôlant l'injection d'alun lors de la Pluie 3. Cette faute engendrait le colmatage des biofiltres, avec une perte de temps de biofiltration de 52 h_{bf} accompagnée d'un déversement de 837 kg de MeS à l'amont de la biofiltration.

Le potentiel d'efficacité du *contrôle de repli* dépend du temps nécessaire à la détection de la faute. Différents temps de détection, exprimés en minutes à partir du début de la pluie, ont été testés sur les deux scénarios et leur impact a été évalué.

8.8.1 Biais positif sur un contrôleur de remplissage d'un BR

Le biais de +50 mg/L sur le capteur qui contrôle de remplissage du BR1 lors de la Pluie 8 provoquait un débordement du BR. On observe que, lorsqu'un *contrôleur de repli* est disponible, ce débordement peut être évité. Les simulations ont montré que lorsque la détection de fautes a lieu dans les 2h40 (160 min) après le début de la pluie, le basculement en mode dégradé permet d'éviter un débordement au BV1. Un débordement est observé seulement lorsque la détection de faute a lieu 3h (180 min) après le début de la pluie (Tableau 8.21). La Figure 8.13a montre un exemple de l'effet du *contrôleur de repli* sur le remplissage du BR : le basculement en mode dégradé suite à la détection de faute est visible à 8.05 j, soit 1h40 (100 min) après le début de la pluie.

TABLEAU 8.21 – Impact du temps de détection d’un biais positif de +50 mg/L sur le capteur de turbidité contrôlant le remplissage du BR1 lors de la Pluie 8. La première colonne représente la situation sans détection.

Temps de détection à partir du début de la pluie (min)	(sans)	20	60	100	160	180	200
Volume d'eau déversée au BV1 (m ³)	2 652	-	-	-	-	37	418
Masse de MeS rejetée au BV1 (kg)	152	-	-	-	-	2	25
Pourcentage du volume maximum du BR utilisé	100%	72%	79%	87%	97%	100%	100%
Temps d'utilisation du BR (min)	533	645	648	648	648	648	648
Masse d'alun utilisée (kg)	6 099	6 461	6 434	6 399	6 345	6 337	6 145
Masse de MeS après la biofiltration (kg)	827	856	856	855	853	852	833

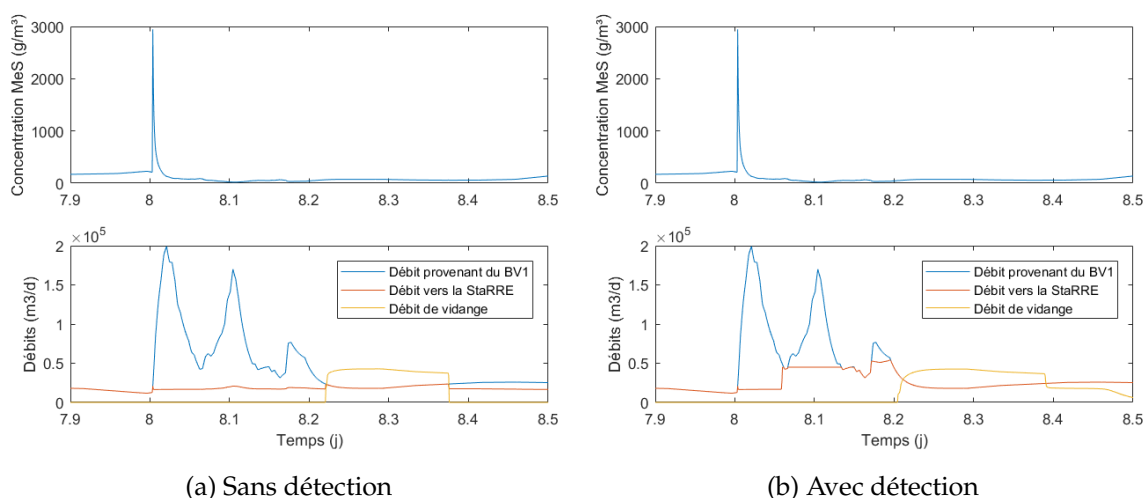


FIGURE 8.13 – Comparaison du remplissage du BR1 lors de la Pluie 8 avec un biais de +50 mg/L sur le capteur de turbidité (a) sans détection de la faute (b) avec une détection 100 min après le début de la pluie

8.8.2 Biais négatif sur le contrôleur d’injection d’alun

Lorsqu’un biais négatif de -50 mg/L affecte le capteur qui contrôle l’injection d’alun à la décantation primaire, la quantité d’alun ajouté pendant la Pluie 3 n’est pas suffisante pour protéger la biofiltration du colmatage, ce qui provoque une dérivation d’eau partiellement traitée (1^{ère} colonne du Tableau 8.22). Lorsque la détection de faute a lieu dans les 90 min après le début de la pluie, l’activation du *contrôleur de repli*, qui injecte une concentration constante d’alun de 45 mg/L, permet d’éviter la dérivation à l’amont de la biofiltration. Lorsque le *contrôle de repli* est activé 100 min après le début de la pluie, le colmatage des biofiltres n’est pas évité. Cependant, un temps de biofiltration de 23 h_{bf} a été récupéré par rapport à la situation sans détection, permettant de réduire le rejet de MeS de 24%. Avec des temps de détection de 110, 120 et 140 min, des réductions des rejets de MeS respectivement de 15%, 10% et 6% sont constatées (Tableau 8.22). La Figure 8.14 présente la perte de capacité de la biofiltration pour chaque scénario.

On notera que pour la Pluie 3, les pointes de concentration de MeS et de débits arrivent à la StaRRE, respectivement 100 min et 120 min après le début de la pluie.

TABLEAU 8.22 – Impact du temps de détection d’un biais négatif de -50 mg/L sur le capteur de turbidité contrôlant l’injection d’alun lors de la Pluie 3. La première colonne représente la situation sans détection.

Temps de détection (min)	(sans)	90	100	110	120	140
Masse d'alun utilisé (kg)	2 283	6 357	6 329	6 307	6 289	6 269
Temps de biofiltration perdu (h _{bf})	52	-	29	29	33	34
Masse de MeS rejetées avant la biofiltration (kg)	837	-	628	818	887	966
Masse de MeS rejetées après la biofiltration (kg)	954	786	725	713	713	713

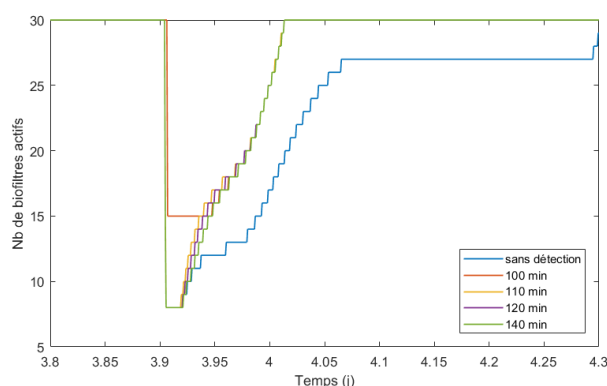


FIGURE 8.14 – Perte de capacité de la biofiltration en fonction du temps de détection de la faute à partir du début de la pluie.

8.9 Discussion

Dans ce chapitre, deux évènements de pluie de moyenne intensité et ne provoquant pas de débordement au niveau des BV dans le mode *contrôle quantité*, ont été considérés. Pour les deux pluies, lorsque le remplissage et la vidange des BR ont été réalisés en *contrôle quantité* et que le système d’injection d’alun n’était pas disponible à la StaRRE, le colmatage des biofiltres provoquait une dérivation d’eau partiellement traitée à l’amont de la biofiltration.

Deux modes de gestion, soit le *contrôle quantité*, utilisant uniquement des mesures de débits, et le *contrôle qualité*, utilisant des mesures de débit et de qualité des eaux, nommément des mesures de turbidité, ont été proposés. Ces modes de gestion ont été appliqués et évalués individuellement sur des contrôleurs locaux. Les bénéfices obtenus par leur application étaient variables en fonction de l’évènement de pluie considéré.

Pour la Pluie 8, dont le premier flot d’orage présentait une pointe de concentration de MeS concomitant à la pointe de débit, l’application du *contrôle qualité* sur le remplissage des BR a permis la plus grande réduction de masse de MeS rejetées au milieu récepteur. L’ajout d’alun

à la décantation primaire était nécessaire pour éviter la dérivation à la biofiltration. Celle-ci pouvait également être évitée lorsque l'injection d'alun avait lieu en *contrôle qualité*.

Pour la Pluie 3, dont la pointe de concentration de MeS arrivait avant la pointe de débit, le contrôleur d'injection d'alun a permis de réduire la quantité de MeS rejetées, au prix d'une augmentation de la quantité d'alun utilisé. Une optimisation du contrôleur d'alun pour réduire la quantité utilisée semble toutefois possible.

Pour les exemples proposés, le bénéfice du mode de gestion *contrôle qualité* appliqué à la vidange des BR était marginal. Ceci peut être dû au choix des paramètres de resuspension dans les BR.

La simulation de fautes a montré l'importance de disposer d'un outil de détection pour éviter une perte de performance du *contrôle qualité*. Un mode de gestion dégradé, au cours duquel un *contrôleur de repli* permet le basculement vers le mode *contrôle quantité* lorsqu'une faute est détectée sur un capteur de qualité des eaux, a été proposé et évalué. Le temps de détection des fautes a été utilisé comme paramètre pour quantifier le bénéfice d'un *contrôle de repli*. Ce temps de détection doit être adapté à la dynamique du système pour qu'une récupération de la performance soit possible. Ainsi, pour le contrôle de remplissage des BR, lorsque les seuils ont été choisis pour laisser une marge d'erreur acceptable, comme c'était le cas dans l'illustration présentée, la détection du biais plus d'une heure après le début de la pluie a tout de même permis d'éviter le débordement du BR.

Pour le système d'injection d'alun, une détection rapide du biais sur le turbidimètre est nécessaire avant l'arrivée des pointes de concentration de MeS et de débits liées à l'évènement pluvieux, pour protéger la biofiltration. Ainsi, l'installation d'un capteur de turbidité à l'entrée de la StaRRE pourrait fournir une information utile dans ce cas, et ajouterait une certaine redondance de signal permettant la détection de faute. Dans le cadre de la gestion intégrée, la consigne du contrôleur d'alun pourrait être étendue pour prendre en compte le fonctionnement des biofiltres. La consigne de turbidité en sortie des décanteurs primaires pourrait être modifiée en fonction de la charge acceptée à la biofiltration.

Les stratégies de contrôle proposées dans le cadre du mode *contrôle qualité* présentent de nombreux paramètres (seuils de débits et de concentration de MeS) qui pourraient être fixés en fonction de l'évènement pluvieux attendu. Cette flexibilité permet à l'utilisateur d'adapter la stratégie de contrôle aux prévisions météorologiques. Le modèle intégré pourrait être utilisé comme outil pour déterminer des catégories de stratégies, parmi lesquelles un choix, automatique ou manuel, pourrait être effectué. Le rôle de supervision de l'opérateur est ainsi essentiel pour déterminer si un comportement est inhabituel et pour choisir le mode de gestion approprié.

Conclusions générales

Conclusions

Cette thèse participe à la discussion sur la possibilité d'utiliser des capteurs de qualité de l'eau pour mieux gérer les impacts du temps de pluie sur le système intégré d'assainissement urbain (SIAU), contribuant ainsi à le rendre plus résilient et adaptable pour faire face aux changements climatiques. Des stratégies de contrôle en temps réel (CTR) basées sur des données de **quantité** (débits, hauteurs d'eau) sont maintenant utilisées de manière opérationnelle dans plusieurs villes du monde pour la gestion des réseaux d'égouts (RE). Les stratégies de CTR basées sur des données de **qualité** des eaux sont peu nombreuses et restent encore à un stade expérimental. Néanmoins, la fiabilité grandissante des capteurs de qualité de l'eau permet d'anticiper leur usage à plus grande échelle dans un futur proche. Cette thèse démontre l'intérêt d'investir dès maintenant dans ces méthodes de mesure en continu de la qualité de l'eau pour une meilleure connaissance du SIAU, et apporte une preuve de concept : il est possible d'utiliser ces capteurs pour alimenter les stratégies de CTR, tout en limitant les risques de perte de performance due à une défaillance, avec des outils de détection de fautes déjà disponibles, associés à des stratégies de repli.

Modélisation

L'Objectif 1 de la thèse était de **développer un modèle du SIAU permettant de simuler la qualité de l'eau, en termes de pollution particulaire, des bassins versants jusqu'à la StaRRE**. Pour y répondre :

- Le modèle de bassin versant (BV) proposé par [Solvi \(2006\)](#) a été adapté avec une fonction d'accumulation des particules asymptotique. Un fractionnement de la pollution particulaire par l'approche de la distribution de la vitesse de chute des particules (DVCP), est réalisé à la sortie du BV en fonction de la concentration de MeS.
- Le modèle de bassin de rétention (BR) proposé par [Maruéjols \(2012\)](#) a été adapté en retirant la possibilité d'accumulation des particules dans un compartiment sans remise en suspension, car ce processus aurait eu un impact important sur les stratégies de contrôle, or il n'avait pas été calibré sur des données.

- Un compartiment de sédiments, dans lequel les particules décantent selon leur vitesse de chute et sont remises en suspension en fonction du débit dans le réservoir, a été ajouté au modèle conceptuel de réseau d'égouts KOSIM-WEST, basé sur le principe des réservoirs linéaires en série.
- Un modèle de dessableur aéré a été proposé :
 - La dispersion des polluants est représentée par des couches complètement mélangées.
 - Le comportement hydraulique, représenté par le nombre de couches, a été déterminé par des tests traceurs.
 - Les particules décantent selon leur vitesse de chute.
 - Un paramètre représentant l'aération au fond du dessableur produit un flux de particules ascendant d'intensité décroissante.
- Un modèle de décanteur primaire physico-chimique a été proposé :
 - La dispersion et la décantation des polluants sont modélisées de la même manière que pour le dessableur.
 - Le comportement hydraulique, représenté par le nombre de couches, a également été déterminé par des tests traceurs.
 - L'amélioration chimique de la décantation est modélisée en changeant de manière sigmoïdale la DVCP de l'affluent du décanteur primaire en fonction de la concentration de produits chimiques ajoutée. Ce modèle permet de prendre en compte qu'une concentration minimale de produits chimiques est nécessaire pour observer un effet sur la décantation. Le phénomène de saturation, point à partir duquel une quantité additionnelle de produits chimiques ne change plus la DVCP, est également représenté.
- Un modèle reproduisant la perte de capacité de la biofiltration en fonction de la charge de MeS arrivant sur les biofiltres a été proposé. Ce modèle suppose une capacité de filtration des MeS constante pour chaque biofiltre. Lorsque la charge de MeS entrante est supérieure à la capacité de filtration, une masse de MeS s'accumule sur les biofiltres. Au fur et à mesure de l'augmentation de la masse de MeS accumulée, des biofiltres sont mis en attente de lavage, diminuant ainsi la capacité de la biofiltration et produisant une dérivation d'eau partiellement traitée à l'amont des biofiltres. La récupération des biofiltres est représentée par un phénomène de lavage qui permet de retirer une partie de la masse de MeS accumulée au cours du temps.

Cette thèse présente les concepts d'un modèle intégré (bassin versant, réseau d'égouts et StaRRE) représentant la pollution particulaire par l'approche innovante des DVCP. Ainsi, l'évaluation de l'impact global du SIAU, en termes de rejets de pollution particulaire, sur le milieu récepteur devient possible. Ceci ouvre la voie à l'optimisation de la gestion des SIAU par CTR.

Contrôle

L'Objectif 2 de la thèse était de **développer des stratégies de CTR, basées sur la qualité de l'eau, pour un système intégré d'assainissement urbain, et évaluer les risques liés à leur utilisation en cas de faute sur les capteurs**. Pour y répondre, deux modes de gestion ont été définies et comparés : le mode *contrôle quantité*, utilisant uniquement des mesures de débits, et le mode *contrôle qualité*, utilisant à la fois des mesures de débits et de qualité des eaux.

En mode *contrôle qualité*, les contrôleurs locaux pour le remplissage et la vidange des BR ont pour fonction d'utiliser au mieux le volume de rétention pour réduire les éventuels pics de pollution particulaire, en les capturant dans le BR et en les renvoyant vers la StaRRE à débit réduit. Ce faisant, ils répartissent sur une période de temps plus longue la charge de MeS engendrée par les événements pluvieux, pour optimiser l'utilisation de la capacité de traitement de la StaRRE et éviter de la surcharger.

- Le contrôleur de remplissage module le seuil hydraulique de déversement vers le BR en fonction de la concentration de MeS provenant du BV. Lorsque cette concentration de MeS dépasse un seuil, fixé à 75 mg/L, le débit allant vers la StaRRE est réduit au débit moyen de temps sec, capturant ainsi une plus grande proportion des eaux les plus polluées.
- Le contrôleur de vidange utilise la concentration de MeS mesurée dans le puits de pompage (PP) du BR pour moduler le débit de vidange. Lorsque la concentration de MeS est inférieure à 200 mg/L, correspondant aux concentrations qu'on trouve au milieu de la vidange, le débit de vidange est maximal, fixé par la capacité hydraulique de la StaRRE. En début de vidange, les particules présentes à concentration élevée dans le PP, provenant de la pluie précédente, sont relâchées à un débit réduit, fixé à la moitié du débit maximal de vidange. En fin de vidange, les particules ayant décanté dans le BR sont remises en suspension, augmentant la concentration de MeS des eaux qui sont également vidangées à débit réduit.
- Pour l'injection de produits chimiques à la décantation primaire, un contrôleur à rétroaction de type PI avec une composante anti-saturation a été proposée. La variable de contrôle est la concentration de MeS à l'effluent des décanteurs primaires et la consigne est fixée à 40 mg/L. Cette valeur provient d'observations des gestionnaires de la StaRRE pour un bon fonctionnement des biofiltres.

L'objectif principal des stratégies de CTR étant d'éviter les débordements du RE unitaire, le mode de gestion *contrôle qualité* est surtout conseillé pour les événements pluvieux de moindre envergure, pour lesquels une capacité de rétention restante peut être exploitée. Ainsi, deux événements pluvieux ayant nécessité l'utilisation des BR, mais n'ayant pas engendré de débordement aux BV, ont été choisis pour évaluer les contrôleurs locaux. Une des pluies présentait un pic de concentration de MeS concomitant au pic de débit, tandis que pour l'autre le pic de concentration de MeS devançait le pic de débit.

Pour la première pluie, le mode *contrôle qualité* a permis une réduction des rejets de MeS accompagnée d'une diminution de la quantité d'alun utilisée. Pour la deuxième pluie, le *contrôle qualité* a permis une réduction des rejets de MeS au prix d'une augmentation de la quantité d'alun utilisée.

Pour éviter le colmatage des biofiltres, et conséquemment une dérivation d'eau partiellement traitée à l'amont de la biofiltration, il était nécessaire de mettre en place soit :

- Le *contrôle qualité* sur le remplissage des BR, accompagné du système d'injection d'alun (qu'il soit en *contrôle quantité* ou *qualité*).
- Le *contrôle qualité* sur le système d'injection d'alun.

Cette interaction entre les contrôleurs locaux démontre l'intérêt d'une approche intégrée par la possibilité de compensation entre les contrôleurs. Cette flexibilité est un avantage non négligeable pour assurer un traitement adéquat, notamment en cas de dysfonctionnement. Pour les événements simulés, l'impact du contrôle qualité appliqué à la vidange des BR était minime (une très légère réduction des MeS rejetées et de la quantité d'alun utilisée).

Un modèle permettant de reproduire des fautes (biais, dérive, erreur de calibration et défaillance gardant une valeur constante) a été proposé. Ces fautes ont été simulées individuellement sur chaque contrôleur local. Dû à la configuration des contrôleurs utilisant des valeurs seuils, il a été choisi d'illustrer les impacts des fautes par l'exemple des biais. Les simulations ont montré que les risques liés à la présence de biais sur un capteur de qualité des eaux servant au contrôleur sont :

- Pour le remplissage des BR :
 - Un biais négatif ramène vers la situation du *contrôle quantité* pour le BR, mais n'a pas d'impact significatif sur le SIAU.
 - Un biais positif engendre une plus grande utilisation du volume de rétention, ce qui peut éventuellement engendrer un risque de débordement.
- Pour la vidange des BR :
 - Un biais négatif ramène vers la situation du *contrôle quantité* pour le BR, mais n'a pas d'impact significatif sur le SIAU.
 - Un biais positif rallonge le temps de vidange, et conséquemment augmente le risque de débordement du RE unitaire en cas de pluies subséquentes.
- Pour le contrôleur d'injection d'alun :
 - Un biais négatif engendre l'utilisation d'une plus faible quantité d'alun, mais peut être la cause du colmatage des biofiltres et d'une dérivation d'eau partiellement traitée.
 - Un biais positif engendre l'utilisation d'une plus grande quantité d'alun.

Ces résultats montrent qu'une marge d'optimisation des paramètres des contrôleurs locaux existe. D'autre part, pour éviter que le mode *contrôle qualité* n'engendre une dégradation des performances du système, il est nécessaire de disposer d'un outil de détection de fautes.

Dans cette thèse, le *contrôle de repli* a été défini comme le basculement vers le mode de gestion *contrôle quantité* lorsqu'une faute est détectée sur un capteur de qualité de l'eau. L'utilité d'un *contrôle de repli* a été simulée pour les deux scénarios extrêmes pour lesquels la faute sur le capteur a engendré une performance inférieure qu'en *contrôle quantité*, soit :

- Un biais positif affectant le contrôleur de remplissage d'un BR, qui a engendré son débordement.
- Un biais négatif affectant le contrôleur d'alun, qui a engendré un colmatage accru des biofiltres et une dérivation des eaux partiellement traitées à l'amont.

Pour les scénarios simulés dans le cas du remplissage du BR, les paramètres du *contrôleur qualité* laissaient une marge d'erreur suffisante pour qu'une détection de faute jusqu'à 2h40 après le début de la pluie permette d'éviter le débordement du BR. Pour le contrôleur d'alun, lorsque la détection de faute a lieu avant l'arrivée des pics de concentration de MeS et de débits, le *contrôleur de repli* permet de protéger la biofiltration du colmatage et ainsi d'éviter la dérivation d'eau partiellement traitée à l'amont de la décantation primaire. Lorsque la détection a lieu après le colmatage des biofiltres, le *contrôleur de repli* permet de récupérer la capacité de la biofiltration plus rapidement que si la faute n'était pas détectée, et ainsi de réduire la masse de MeS rejetée au milieu récepteur.

Perspectives

Modélisation

Le modèle proposé reproduit le comportement d'un SIAU de manière « réaliste ». Certains mécanismes ont été évalués en détails, tandis que d'autres, notamment lorsqu'ils résultent de l'agrégation de données réelles, ont été évalués qualitativement, laissant entrevoir un potentiel d'amélioration. Ce potentiel d'amélioration se situe à différentes échelles spatiales et temporelles.

L'objectif de cette thèse était d'établir une preuve de principe de l'application de stratégies de contrôle sur un modèle intégré. C'est pourquoi une configuration relativement simple a été choisie, agrégeant le territoire étudié en seulement 4 BV. [Farcette \(2015\)](#) a proposé une autre configuration, plus détaillée, utilisant également le modèle KOSIM-WEST. Sa configuration reproduisait l'ensemble du réseau d'égouts Est de la Ville de Québec, tel que modélisé dans SWMM, et donnait des résultats encourageants à partir des données de débits de temps sec. Une calibration du comportement des MeS ainsi que du temps de pluie reste à faire. Ce modèle permettrait d'évaluer, à un niveau de définition spatiale plus élevé, les phénomènes d'interactions entre les BV, notamment l'impact des vidanges différées.

Le manque de données pour calibrer le phénomène de décantation et remise en suspension dans le RE est une autre raison menant au choix d'une résolution spatiale plus grossière. En effet, le comportement du RE unitaire a été évalué uniquement par deux points d'expérimentation sur le terrain, soit la chambre de contrôle du BR de Saint-Sacrement et l'entrée de la StaRRE. Le modèle pourrait être raffiné par l'ajout de mesures de terrain réalisées à d'autres localisations. Ces points pourraient être déterminés par une méthode de conception d'expérience optimale, utilisant le modèle préliminaire comme proposé par [Ledergerber et al. \(2019a\)](#). D'autre part, une quantification de l'accumulation de particules à long terme permettrait une meilleure calibration de la simulation de la décantation et de la remise en suspension, autant dans les BR que dans le RE. Ce type d'expériences est actuellement effectué pour le RE dans le cadre de la thèse de Kamilia Haboub à l'Université Laval.

Le modèle de BV utilisé dans cette étude propose d'attribuer une DVCP en fonction de la concentration en MeS des eaux arrivant dans le réseau unitaire, qui est le point le plus à l'amont du système où des tests ViCAs ont été réalisés. Le modèle pourrait être amélioré en prenant en considération des DVCP différentes pour les eaux sanitaires et les eaux pluviales. De plus, la DVCP des eaux pluviales pourrait être dépendante de l'intensité de la pluie, tel que suggéré par [Gaborit et al. \(2013\)](#), ce qui permettrait d'affiner le modèle d'accumulation et de lessivage de particules sur le BV.

Le modèle intégré a été calibré et validé sur des périodes d'environ 25 jours de données consécutives, recueillies respectivement en 2012 et en 2014. Les dynamiques journalières

ainsi que celles liées aux événements pluvieux sont capturées adéquatement par le modèle. Cependant, les dynamiques saisonnières ne pouvaient être décrites à partir de cette quantité limitée de données. Ainsi, le paramétrage de certains phénomènes a encore le potentiel d’être plus finement calibré, notamment pour l’évaporation, le ressuyage et l’infiltration d’eau claire parasite dans le RE.

Après validation de ces paramètres, des simulations à long terme pourraient être envisagées, et l’impact des stratégies de contrôle sur des périodes comportant plusieurs événements pluvieux entrecoupées de périodes de temps sec pourrait être évalué.

Contrôle

Le modèle a été développé pour nécessiter uniquement des données pluviométriques comme intrants. Il serait ainsi envisageable d’utiliser des prévisions météorologiques pour déterminer le mode de gestion approprié. Des scénarios prenant en compte les incertitudes sur les prévisions pourraient également servir d’outils d’aide à la décision, pour déterminer les seuils à fixer en fonction des niveaux de risque acceptables. D’autre part, en prenant en compte la distribution spatiale des pluies, les paramètres de chaque contrôleur local pourraient être optimisés en fonction à la fois des conditions locales (pour éviter un débordement du BR) et des contraintes globales (capacités hydrauliques et/ou de traitement).

Cette étude avait pour objectif la diminution des rejets de polluants particuliers. Or, la modélisation du RE par l’approche conceptuelle permet également de modéliser le comportement des polluants solubles (Guo *et al.*, 2019). Ainsi, il est possible d’envisager des stratégies de contrôle multi-objectifs pour minimiser l’ensemble des rejets de polluants, ou encore éviter des phénomènes pouvant poser des problèmes opérationnels (dépôts de sédiments, corrosion).

La mise en place d’un contrôleur de repli repose sur la disponibilité d’outils de détection de fautes, tels que le calcul d’indicateurs permettant d’identifier des comportements inhabituels (Alferes *et al.*, 2013b). Alternativement, le modèle intégré pourrait être utilisé en temps réel comme outil de détection de fautes. En effet, les prédictions du modèle pourraient être comparées aux mesures sur le terrain et une différence supérieure aux incertitudes acceptables pourrait déclencher une alarme et l’activation du *contrôle de repli*.

Toutes les actions proposées devraient assurer une meilleure fiabilité des systèmes de CTR, laissant toujours la possibilité aux gestionnaires de choisir le mode de gestion le plus approprié, tout en leur proposant des alternatives basées sur l’exploitation de l’ensemble des informations disponibles, pour que la machine devienne le meilleur ami de l’homme.

Bibliographie

- AARON C. (2014). Caractérisation des vitesses de chutes et des tailles de particules dans des dessableurs de traitements primaires des eaux usées. Rapport de stage, Université Laval, Québec, QC, Canada.
- AHYERRE M., CHEBBO G. et SAAD M. (2000). Sources and erosion of organic solids in a combined sewer. *Urban Water*, 2(4):305–315.
- AHYERRE M., CHEBBO G., TASSIN B. et GAUME E. (1998). Storm water quality modelling, an ambitious objective? *Water Sci. Technol.*, 37(1):205–213.
- ALFERES J., LYNNGAARD-JENSEN A., MUNK-NIELSEN T., TIK S., VEZZARO L., SHARMA A. K., MIKKELSEN P. S. et VANROLLEGHEM P. A. (2013a). Validating data quality during wet weather monitoring of wastewater treatment plant influents. Dans : *Proceedings of the Water Environment Federation® Technical Exhibition and Conference (WEFTEC2013)*.
- ALFERES J., TIK S., COPP J. et VANROLLEGHEM P. A. (2013b). Advanced monitoring of water systems using in situ measurement stations : Data validation and fault detection. *Water Sci. Technol.*, 68(5):1022–1030.
- AMARAL A., REHMAN U., FLAMELING T., NICOLAÏ N., AMERLINCK Y., NEVES R. et NOPENS I. (2019). Model-based investigation of the performance of a novel aeration system in the Dommel river. Dans : *Proceedings of the 1th IWA Symposium on Systems Analysis and Integrated Assessment (Watermatex2019)*.
- APHA, AWWA et WEF (2005). *Standard Methods for Examination of Water and Wastewater*. American Public Health Association, Washington, D.C., USA., 21st edition édition.
- ARNBJERG-NIELSEN K., WILLEMS P., OLSSON J., BEECHAM S., PATHIRANA A., BÜLOW GREGERSEN I., MADSEN H. et NGUYEN V.-T.-V. (2013). Impacts of climate change on rainfall extremes and urban drainage systems : a review. *Water Sci. Technol.*, 68(1):16–28.
- ASHLEY R., BERTRAND-KRAJEWSKI J., HVITVED-JACOBSEN T. et VERBANCK M. (2004). Solids in sewers - Characteristics, effects and control of sewer solids and associated pollutants. IWA Scientific & Technical Report No 14, IWA Publishing.
- ASHLEY R., BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. et HVITVED-JACOBSEN T. (2005). Sewer solids—20 years of investigation. *Water Sci. Technol.*, 52(3):73–84.

- ASHLEY R., DUDLEY J., VOLLERTSEN J., SAUL A., JACK A. et BLANKSBY J. (2002). The effect of extended in-sewer storage on wastewater treatment plant performance. *Water Sci. Technol.*, 45(3):239–246.
- ASHLEY R., HVITVED-JACOBSEN T. et BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. (1999). Quo vadis sewer process modelling? *Water Sci. Technol.*, 39(9):9–22.
- ASHLEY R. M., ARTHUR S., COGHLAN B. P. et MCGREGOR I. (1994). Fluid sediment in combined sewers. *Water Sci. Technol.*, 29(1-2):113–123.
- ASHLEY R. M., FRASER A., BURROWS R. et BLANKSBY J. (2000). The management of sediment in combined sewers. *Urban Water*, 2(4):263–275.
- AUMOND M. et JOANNIS C. (2006). Mesure en continu de la turbidité sur un réseau séparatif d'eaux usées : mise en œuvre et premiers résultats. *Houille Blanche*, -(4):121–128.
- BABOVIC F., MIJIC A. et MADANI K. (2018). Decision making under deep uncertainty for adapting urban drainage systems to change. *Urban Water J.*, 15(6):552–560.
- BACHIS G., MARUÉJOULS T., TIK S., AMERLINCK Y., MELCER H., NOPENS I., LESSARD P. et VANROLLEGHEM P. A. (2015). Modelling and characterization of primary settlers in view of whole plant and resource recovery modelling. *Water Sci. Technol.*, 12(72):2251–2261.
- BANASIAK R., VERHOEVEN R., SUTTER R. D. et TAIT S. (2005). The erosion behaviour of biologically active sewer sediment deposits : Observations from a laboratory study. *Water Res.*, 39(20):5221–5231.
- BARCO J., PAPIRI S. et STENSTROM M. K. (2008). First flush in a combined sewer system. *Chemosphere*, 71(5):827–833.
- BASU S. (2017). *Plant hazard analysis and safety instrumentation systems*, chapitre XI - Fault Tolerance, Protection Layer, and System Security, pages 807–874. Academic Press, Elsevier.
- BAUWENS W., VANROLLEGHEM P. et SMEETS M. (1996). An evaluation of the efficiency of the combined sewer - Wastewater treatment system under transient conditions. *Water Sci. Technol.*, 33(2):199–208.
- BECK M. B. (1981). Operational water quality management : Beyond planning and design. Executive report 7, International Institute for Applied Systems Analysis (IIASA).
- BEENEKEN T., ERBE V., MESSMER A., REDER C., ROHLFING R., SCHEER M., SCHUETZE M., SCHUMACHER B., WEILANDT M. et WEYAND M. (2013). Real time control (RTC) of urban drainage systems – A discussion of the additional efforts compared to conventionally operated systems. *Urban Water J.*, 10(5):293–299.
- BEL HADJ I. (2013). Caractérisation de la taille des particules et de leur vitesse de chute en décantation primaire. Mémoire de maîtrise, Université Laval.

- BELTRAN S., MAIZA M., de la SOTA A., VILLANUEVA J. M. et AYESA E. (2012). Advanced data management for optimising the operation of a full-scale WWTP. *Water Sci. Technol.*, 66(2):314–320.
- BENEDETTI L., HÉNONIN J., BRINK-KJAER A., GILL E. J., NIELSEN P. H., PEDERSEN A. N. et HALLAGER P. (2015). Integrated wastewater catchment modelling and planning in Odense, Denmark. Dans : *Proceedings of the 10th International Conference on Urban Drainage Modelling (UDM2015)*.
- BENEDETTI L., LANGEVELD J., van NIEUWENHUIJZEN A. F., de JONGE J., de KLEIN J., FLAMMELING T., NOPENS I., van ZANTEN O. et WEIJERS S. (2013). Cost-effective solutions for water quality improvement in the Dommel River supported by sewer-WWTP-river integrated modelling. *Water Sci. Technol.*, 68(5):965–973.
- BERNIER J. (2014). *Modélisation simultanée de l'enlèvement des nutriments et de l'évolution de la perte de charge en biofiltration des eaux usées*. Thèse de doctorat, Université Laval.
- BERROUARD E. (2010). Caractérisation de la décantabilité des eaux pluviales. Mémoire de maîtrise, Université Laval.
- BERSINGER T., LE HÉCHO I., BAREILLE G. et PIGOT T. (2015). Assessment of erosion and sedimentation dynamic in a combined sewer network using online turbidity monitoring. *Water Sci. Technol.*, 72(8):1375–1382.
- BERTRAND-KRAJEWSKI J. L. (2004). TSS concentration in sewers estimated from turbidity measurements by means of linear regression accounting for uncertainties in both variables. *Water Sci. Technol.*, 50(11):81–88.
- BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. (2006). Les polluants des rejets urbains de temps de pluie. Cours d'hydrologie urbaine, URGC Hydrologie Urbaine, INSA de Lyon.
- BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L., BARRAUD S., KOUYI G. L., TORRES A. et LEPOT M. (2008). Mesurages en continu des flux polluants particuliers en réseaux d'assainissement urbains : Enjeux, méthodes, exemple d'application. *Houille Blanche*, -(4):49–57.
- BERTRAND-KRAJEWSKI J. L., BRIAT P. et SCRIVENER O. (1993). Sewer sediment production and transport modelling : A literature review. *J. Hydraul. Res.*, 31(4):435–460.
- BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L., LEFEBVRE M., LEFAI B. et AUDIC J.-M. (1995). Flow and pollutant measurements in a combined sewer system to operate a wastewater treatment plant and its storage tank during storm events. *Water Sci. Technol.*, 31(7):1–12.
- BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L., RIBEIRO A. S. et do CEU ALMEIDA M. (2011). Evaluation of uncertainties in measurements. Rapport technique 2011-021, PREPARED Enabling Change.
- BLANKE M., IZADI-ZAMANABADI R., BØGH S. et LUNAU C. (1997). Fault-tolerant control systems — a holistic view. *Control Eng. Pract.*, 5(5):693 – 702.

- BLÖCH H. (1999). The European Union Water Framework Directive : Taking European water policy into the next millennium. *Water Sci. Technol.*, 40(10):67–71.
- BLUMENSAAT F., EBI C., DICHT S., HUNZIKER A., RIECKERMANN J. et MAURER M. (2017). Highly distributed long-term monitoring of in-sewer dynamics using low-power radio technology. Dans : *Proceedings of the 12th IWA Specialized Conference on Instrumentation, Control and Automation (ICA2017)*.
- BLUMENSAAT F., LEITÃO J. P., ORT C., RIECKERMANN J., SCHEIDEGGER A., VANROLLEGHEM P. A. et VILLEZ K. (2019). How urban storm- and wastewater management prepares for emerging opportunities and threats : Digital transformations, ubiquitous sensing, new data sources, and beyond - A horizon scan. *Environmental Science & Technology*, 53(15):8488–8498.
- BLUMENSAAT F., TRÄNCKNER J., HOEFT S., JARDIN N. et KREBS P. (2009). Quantifying effects of interacting optimisation measures in urban drainage systems. *Urban Water J.*, 6(2):93–105.
- BOLLER M. et BLASER S. (1998). Particles under stress. *Water Sci. Technol.*, 37(10):9–29.
- BPR (1985). Étude du contrôle des déversements d'égouts combinés dans la rivière saint-charles. Rapport technique pour la ville de québec, Les Consultants BPR, Québec, QC, Canada.
- BRANISAVLJEVIC N., PRODANOVIC D. et PAVLOVIC D. (2010). Automatic, semi-automatic and manual validation of urban drainage data. *Water Sci. Technol.*, 62(5):1013–1021.
- BREIL P., JOANNIS C., RAIMBAULT G., BRISSAUD F. et DESBORDES M. (1993). Drainage des eaux claires parasites par les réseaux sanitaire. De l'observation à l'élaboration d'un modèle prototype. *Houille Blanche*, -(1):45 – 58.
- BREUX S. et DIAZ J. (2017). La ville intelligente : origine, définitions, forces et limites d'une expression polysémique institut national de la recherche scientifique. Rapport technique, Centre Urbanisation Culture Société, Montréal.
- BROMBACH H., WEISS G. et FUCHS S. (2005). A new database on urban runoff pollution : Comparison of separate and combined sewer systems. *Water Sci. Technol.*, 51(2):119–128.
- BROWN R. R. et FARRELLY M. A. (2009). Delivering sustainable urban water management : a review of the hurdles we face. *Water Sci. Technol.*, 59(5):839–846.
- BRUNDTLAND G., KHALID M., AGNELLI S., AL-ATHEL S., CHIDZERO B., FADIKA L., HAUFF V., LANG I., SHIJUN M., de BOTERO M. M. *et al.* (1987). Our common future. Rapport technique, Report of the 1987 World Commission on Environment and Development.
- BUTLER D., FRIEDLER E. et GATT K. (1995). Characterising the quantity and quality of domestic wastewater inflows. *Water Sci. Technol.*, 31(7):13–24.
- BUTLER D., WARD S., SWEETAPPLE C., ASTARAIE-IMANI M., DIAO K., FARMANI R. et FU G. (2017). Reliable, resilient and sustainable water management : the safe & sure approach. *Global Challenges*, 1(1):63–77.

- CALMEJANE N. (2015). Modélisation de l'unité de biofiltration de la station d'assainissement est de québec. Rapport de stage, INSA Toulouse - Université Laval, Québec, QC, Canada.
- CAMPISANO A., CABOT PLE J., MUSCHALLA D., PLEAU M. et VANROLLEGHEM P. A. (2013). Potential and limitations of modern equipment for real time control of urban wastewater systems. *Urban Water J.*, 10(5):300–311.
- CARPENTER J. F., VALLET B., PELLETIER G., LESSARD P. et VANROLLEGHEM P. A. (2013). Pollutant removal efficiency of a retrofitted stormwater detention pond. *Water Quality Research Journal*, 49(2):124–134.
- CCME (2009). Stratégie pancanadienne sur la gestion des effluents d'eaux usées municipales. Rapport technique, Conseil Canadien des Ministres de l'Environnement.
- CHANCELIER J., CHEBBO G. et LUCAS-AIGUIER E. (1998). Estimation of settling velocities. *Water Res.*, 32(11):3461–3471.
- CHARETTE S. (2015). Influence de la dose de coagulant sur les propriétés des particules. Rapport technique, Université Laval, Québec, QC, Canada.
- CHEBBO G., GROMAIRE M., AHYERRE M. et GARNAUD S. (2001). Production and transport of urban wet weather pollution in combined sewer systems : The 'Marais' experimental urban catchment in Paris. *Urban Water*, 3(1–2):3–15.
- CHEBBO G. et GROMAIRE M.-C. (2009). VICAS – An operating protocol to measure the distributions of suspended solid settling velocities within urban drainage samples. *J. Environ. Eng.*, 135(9):768–775.
- CHEN Y. et HAN D. (2018). Water quality monitoring in smart city : A pilot project. *Autom. Constr.*, 89:307 – 316.
- CHOCAT B., KREBS P., MARSALEK J., RAUCH W. et SCHILLING W. (2001). Urban drainage redefined : From stormwater removal to integrated management. *Water Sci. Technol.*, 43(5):61–68.
- CIAVATTA S., PASTRES R., LIN Z., BECK M., BADETTI C. et FERRARI G. (2004). Fault detection in a real-time monitoring network for water quality in the lagoon of venice (Italy). *Water Sci. Technol.*, 50(11):51–58.
- COLAS H., PLEAU M., LAMARRE J., PELLETIER G. et LAVALLÉE P. (2004). Practical perspective on real-time control. *Water Qual. Res. J. Can.*, 39(4):466–478.
- COROMINAS L., ACUÑA V., GINEBRED A. et POCH M. (2013). Integration of freshwater environmental policies and wastewater treatment plant management. *Sci. Total Environ.*, 445:185–191.
- COROMINAS L., FLORES-ALSINA X., LARSEN H. et VANROLLEGHEM P. A. (2008). Fault-tolerant and efficient control systems for nutrient removal at WWTPs. Rapport technique, Université Laval.

- CRABTREE B., EARP W. et WHALLEY P. (1996). A demonstration of the benefits of integrated wastewater planning for controlling transient pollution. *Water Sci. Technol.*, 33(2):209–218.
- CYR J., LESSARD P. et LAVALLÉE P. (1990). Analyse du comportement hydrologique d'un réseau pseudo-séparatif en temps de pluie. *Sci. Tech. Eau*, -:367–376.
- CZEMIEL BERNDTSSON J. (2014). Storm water quality of first flush urban runoff in relation to different traffic characteristics. *Urban Water J.*, 11(4):284–296.
- DE BÉNÉDITTIS J. et BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. (2005). Infiltration in sewer systems : comparison of measurement methods. *Water Sci. Technol.*, 52(3):219–227.
- DE CLERCQ B., COEN P., VANDERHAEGEN B. et VANROLLEGHEM P. A. (1999). Calibrating simple models for mixing and flow propagation in wastewater treatment plants. *Water Sci. Technol.*, 39(4):61–69.
- DE TOFFOL S., DE SIMON BURSTROM Y. et RAUCH W. (2006). On the effect of spatial variances in historical rainfall time series to CSO performance evaluation. *Water Sci. Technol.*, 54(6-7):25–31.
- DE TOFFOL S., ENGELHARD C. et RAUCH W. (2007). Combined sewer system versus separate system-a comparison of ecological and economical performance indicators. *Water Sci. Technol.*, 55(4):255–264.
- DE VILLE N., LE H. M. et VERBANCK M. (2014). Identification dans les longues séries temporelles des évolutions de taux d'infiltration dans les réseaux d'égouts : Caractéristiques saisonnières de l'infiltration d'eaux claires dans les principaux collecteurs de Bruxelles-Nord. Dans : *Proceedings of Congrès SHF-ASTEE : Optimisation de la gestion des systèmes d'assainissement pour la protection des milieux aquatiques*.
- DELETIC A. (1998). The first flush load of urban surface runoff. *Water Res.*, 32(8):2462–2470.
- DESBORDES M., BACHOC A., TABUCHI J., CHEBBO G. et PHILIPPE J. (1994). La pollution des rejets urbains par temps de pluie : Quantité, origine et nature. *Houille Blanche*, -(1-2):21–33.
- DIRCKX G., KORVING H., BESSEMBINDER J. et WEEMAES M. (2018). How climate proof is real-time control with regard to combined sewer overflows? *Urban Water J.*, 15(6):544–551.
- DIRCKX G., SCHÜTZE M., KROLL S., THOEYE C., DE GUELDRÉ G. et VAN DE STEENE B. (2011). Cost-efficiency of RTC for CSO impact mitigation. *Urban Water J.*, 8(6):367–377.
- DUCHESNE S., MAILHOT A. et VILLENEUVE J. (2004). Global predictive real-time control of sewers allowing surcharged flows. *J. Environ. Eng.*, 130(5):526–534.
- ENTEM S., LAHOUD A., YDE L. et BENDSEN B. (1998). Real time control of the sewer system of boulogne billancourt – A contribution to improving the water quality of the seine. *Water Sci. Technol.*, 37(1):327–332.

- ERBE V., FREHMANN T., GEIGER W., KREBS P., LONDONG J., ROSENWINKEL K. et SEGGELE K. (2002). Integrated modelling as an analysing and optimisation tool for urban watershed management. *Water Sci. Technol.*, 46(6-7):141-150.
- ERBE V. et SCHÜTZE M. (2005). An integrated modelling concept for immission-based management of sewer system, wastewater treatment plant and river. *Water Sci. Technol.*, 52(5):95-103.
- FARCETTE R. (2015). Etude de la génération et du devenir de la pollution particulaire en réseau unitaire. Rapport de stage, INSA Strasbourg - Université Laval, Québec, QC, Canada.
- FLETCHER T. D., SHUSTER W., HUNT W. F., ASHLEY R., BUTLER D., ARTHUR S., TROWSDALE S., BARRAUD S., SEMADENI-DAVIES A., BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L., MIKKELSEN P. S., RIVARD G., UHL M., DAGENAIS D. et VIKLANDER M. (2014). Suds, lid, bmps, wsud and more – the evolution and application of terminology surrounding urban drainage. *Urban Water J.*, 0(0):1-18.
- FLORES-ALSINA X., COROMINAS L., SNIP L. et VANROLLEGHEM P. A. (2011). Including greenhouse gas emissions during benchmarking of wastewater treatment plant control strategies. *Water Res.*, 45(16):4700-4710.
- FRADET O., PLEAU M. et MARCOUX C. (2011). Reducing CSOs and giving the river back to the public : Innovative combined sewer overflow control and riverbanks restoration of the St Charles River in Quebec City. *Water Sci. Technol.*, 63(2):331-338.
- FREHMANN T., NIEMANN A., USTOHAL P. et GEIGER W. (2002). Effects of real time control of sewer systems on treatment plant performance and receiving water quality. *Water Sci. Technol.*, 45(3):229-237.
- FRENI G., MAGLIONICO M., MANNINA G. et VIVIANI G. (2008). Comparison between a detailed and a simplified integrated model for the assessment of urban drainage environmental impact on an ephemeral river. *Urban Water J.*, 5(2):87-96.
- FRONTEAU C., BAUWENS W., VANROLLEGHEM P. et SMEETS M. (1996). An immission based evaluation of the efficiency of the sewer-WWTP-river system under transient conditions. Dans : *Proceedings of the 7th International Conference on Urban Storm Drainage*.
- FU G., KHU S. et BUTLER D. (2010). Optimal distribution and control of storage tank to mitigate the impact of new developments on receiving water quality. *J. Environ. Eng.*, 136(3):335-342.
- FUCHS L. et BEENEKEN T. (2005). Development and implementation of a real-time control strategy for the sewer system of the city of Vienna. *Water Sci. Technol.*, 52(5):187-194.
- GABORIT E., MUSCHALLA D., VALLET B., VANROLLEGHEM P. A. et ANCTIL F. (2013). Improving the performance of stormwater detention basins by real-time control using rainfall forecasts. *Urban Water J.*, 10(4):230-246.

- GARCÍA L., BARREIRO-GOMEZ J., ESCOBAR E., TÉLLEZ D., QUIJANO N. et OCAMPO-MARTINEZ C. (2015). Modeling and real-time control of urban drainage systems : A review. *Adv. Water Resour.*, 85(Supplement C):120 – 132.
- GASPERI J., GARNAUD S., ROCHER V. et MOILLERON R. (2008a). Priority pollutants in wastewater and combined sewer overflow. *Sci. Total Environ.*, 407(1):263–272.
- GASPERI J., GROMAIRE M., KAFI M., MOILLERON R. et CHEBBO G. (2010). Contributions of wastewater, runoff and sewer deposit erosion to wet weather pollutant loads in combined sewer systems. *Water Res.*, 44(20):5875–5886.
- GASPERI J., KAFI-BENYAHIA M., LORGEUX C., MOILLERON R., GROMAIRE M.-C. et CHEBBO G. (2008b). Wastewater quality and pollutant loads in combined sewers during dry weather periods. *Urban Water J.*, 5(4):305–314.
- GEIGER W. (1998). Combined sewer overflow treatment - Knowledge or speculation. *Water Sci. Technol.*, 38(10):1–8.
- GERNAEY K., VANROLLEGHEM P. et LESSARD P. (2001). Modeling of a reactive primary clarifier. *Water Sci. Technol.*, 43(7):73–82.
- GIEC (2014). Rapport spécial sur la gestion des risques de catastrophes et de phénomènes extrêmes pour les besoins de l’adaptation au changement climatique. Rapport technique, Rapport des Groupes de travail I et II du GIEC (Groupe d’experts intergouvernemental sur l’évolution du climat), Genève, Suisse.
- GOODWIN C., BURT M. et COMEAU A. (2015). Get real – real-time control reduces CSOs and provides operational benefits beyond regulatory compliance. *Water Environ. Technol.*, pages 41–45.
- GROMAIRE M., GARNAUD S., SAAD M. et CHEBBO G. (2001). Contribution of different sources to the pollution of wet weather flows in combined sewers. *Water Res.*, 35(2):521–533.
- GROMAIRE-MERTZ M. C. (2000). La pollution des eaux pluviales urbaines en réseau d’assainissement unitaire - Caractéristiques et origines. *Houille Blanche*, -(2):66–70.
- GROMAIRE-MERTZ M. C., GARNAUD S., GONZALEZ A. et CHEBBO G. (1999). Characterisation of urban runoff pollution in paris. *Water Sci. Technol.*, 39(2):1–8.
- GUJER W. (2008). *Systems Analysis for Water Technology*. Springer.
- GUO L., PORRO J., SHARMA K., AMERLINCK Y., BENEDETTI L., NOPENS I., SHAW A., VAN HULLE S., YUAN Z. et VANROLLEGHEM P. A. (2012). Towards a benchmarking tool for minimizing wastewater utility greenhouse gas footprints. *Water Sci. Technol.*, 66(11):2483–2495.
- GUO L., TIK S., LEDERGERBER J. M., SANTORO D., ELBESHISHY E. et VANROLLEGHEM P. A. (2019). Conceptualizing the sewage collection system for integrated sewer-wwtp modelling and optimization. *J. Hydrol.*, 573:710 – 716.

- GUPTA K. et SAUL A. J. (1996). Specific relationships for the first flush load in combined sewer flows. *Water Res.*, 30(5):1244–1252.
- HACH (2015). *Solitax sc Manuel d'utilisateur*. Hach Company, Germany, Édition 4a édition. DOC023.54.03232.
- HAFHOUF A. (2019). Caractérisation du comportement des polluants particuliers dans les réseaux d'assainissement. Mémoire de maîtrise, Université Laval.
- HANNOUCHE A., JOANNIS C. et CHEBBO G. (2017). Assessment of total suspended solids (tss) event load and its uncertainties in combined sewer system from continuous turbidity measurements. *Urban Water J.*, 14(8):789–796.
- HARLÉ F. (2006). Impacts des réservoirs de rétention et l'apport de boues d'alun sur les stations d'épuration de la ville de Québec et optimisation du traitement. Rapport de stage de fin d'étude, École nationale du génie de l'eau et de l'environnement de Strasbourg.
- HARREMOËS P. (2002). Integrated urban drainage, status and perspectives. *Water Sci. Technol.*, 45(3):1–10.
- HARREMOËS P., CAPODAGLIO A., HELLSTROM B., HENZE M., JENSEN K., LYGGAARD-JENSEN A., OTTERPOHL R. et SØEBERG H. (1993). Wastewater treatment plants under transient loading : performance, modelling and control. *Water Sci. Technol.*, 27(12):71–115.
- HARREMOËS P. et RAUCH W. (1996). Integrated design and analysis of drainage systems, including sewers, treatment plant and receiving waters. *J. Hydraul. Res.*, 34(6):815–826.
- HEINONEN M., JOKELAINEN M., FRED T., KOISTINEN J. et HOHTI H. (2013). Improved wet weather wastewater influent modelling at viikinmäki WWTP by on-line weather radar information. *Water Sci. Technol.*, 68(3):499–505.
- HENZE M., GUJER W., MINO T. et VAN LOOSEDRECHT M. (2006). Activated sludge models asm1, asm2, asm2d and asm3. Rapport technique, IWA publishing.
- HOPPE H., MESSMANN S., GIGA A. et GRUENING H. (2011). A real-time control strategy for separation of highly polluted storm water based on UV-Vis online measurements-from theory to operation. *Water Sci. Technol.*, 63(10):2287–2293.
- HVITVED-JACOBSEN T., VOLLERTSEN J. et MATOS J. (2002). The sewer as a bioreactor – A dry weather approach. *Water Sci. Technol.*, 45(3):11–24.
- JIANG J. et YU X. (2012). Fault-tolerant control systems : A comparative study between active and passive approaches. *Annual Reviews in Control*, 36(1):60 – 72.
- KANG J.-H., KAYHANIAN M. et STENSTROM M. K. (2008). Predicting the existence of storm-water first flush from the time of concentration. *Water Res.*, 42(1-2):220–228.
- KARPF C. et KREBS P. (2011). Quantification of groundwater infiltration and surface water inflows in urban sewer networks based on a multiple model approach. *Water Res.*, 45(10):3129–3136.

- KREBS P., HOLZER P., HUISMAN J. L. et RAUCH W. (1999). First flush of dissolved compounds. *Water Sci. Technol.*, 39(9):55–62.
- KRIER J. (1994). Des îlots de survie pour les poissons! La réoxygénation de la Seine dans les situations critiques. *Houille Blanche*, -(1-2):169–174.
- LACOUR C., JOANNIS C., SCHUETZE M. et CHEBBO G. (2011). Efficiency of a turbidity-based, real-time control strategy applied to a retention tank : A simulation study. *Water Sci. Technol.*, 64(7):1533–1539.
- LACOUR C. et SCHÜTZE M. (2011). Real-time control of sewer systems using turbidity measurements. *Water Sci. Technol.*, 63(11):2628–2632.
- Lajoie A. et COLLIN L. (2008). Ajout d'alun et/ou de polymère à la décantation primaire de la station est. Rapport technique, Ville de Québec.
- LANGEVELD J., SCHILPEROORT R. et WEIJERS S. (2013a). Climate change and urban wastewater infrastructure : There is more to explore. *J. Hydrol.*, 476(0):112–119.
- LANGEVELD J. G., BENEDETTI L., de KLEIN J. J. M., NOPENS I., AMERLINCK Y., van NIEUWENHUIJZEN A., FLAMELING T., van ZANTEN O. et WEIJERS S. (2013b). Impact-based integrated real-time control for improvement of the Dommel river water quality. *Urban Water J.*, 10(5):312–329.
- LAU J., BUTLER D. et SCHÜTZE M. (2002). Is combined sewer overflow spill frequency/volume a good indicator of receiving water quality impact? *Urban Water*, 4(2):181–189.
- LEDERGERBER J. M. (2020). *Modelling of suspended solids in integrated urban wastewater systems : Reliable and efficient data collection, modelling and optimization*. Thèse de doctorat, Université Laval.
- LEDERGERBER J. M., MARUÉJOULS T. et VANROLLEGHEM P. A. (2019a). Optimal experimental design for calibration of a new sewer water quality model. *J. Hydrol.*, 574:1020 – 1028.
- LEDERGERBER J. M., PIEPER L., BINET G., COMEAU A., MARUÉJOULS T., MUSCHALLA D. et VANROLLEGHEM P. A. (2019b). Procedure to develop conceptual catchment and sewer models from their detailed counterparts. *Water*, 11(10).
- LEDERGERBER J. M., TIK S., MARUÉJOULS T. et VANROLLEGHEM P. A. (2019c). A validated conceptual sewer water quality model based on particle settling velocity distribution. Dans : *Proceedings of the 9th IWA International Conference on Sewer Processes and Networks (SPN9)*.
- LEE J., BANG K., JR. L. K., CHOE J. et YU M. (2002). First flush analysis of urban storm runoff. *Sci. Total Environ.*, 293(1-3):163–175.
- LEMIEUX A. et LESSARD P. (1993). Détermination statistique de la concentration de matières en suspension décantables d'une eau usée domestique. *Sci. Tech. Eau*, 26(2):123–128.

- LESSARD P. et BECK M. (1991). Dynamic simulation of storm tanks. *Water Res.*, 25(4):375–391.
- LESSARD P. et BECK M. B. (1990). Operational water quality management : Control of storm sewage at a wastewater treatment plant. *Res. J. Water Pollut. C.*, 62(6):810–819.
- LEUTNANT D., MUSCHALLA D. et UHL M. (2018). Distribution-based calibration of a storm-water quality model. *Water*, 10(8).
- LI T., WINNELL M., LIN H., PANTHER J., LIU C., O'HALLORAN R., WANG K., AN T., WONG P. K., ZHANG S. et ZHAO H. (2017). A reliable sewage quality abnormal event monitoring system. *Water Res.*, 121:248 – 257.
- LINDE-JENSEN J. J. (1993). Real time control in part of Copenhagen. *Water Sci. Technol.*, 27(12):209–212.
- LINDHOLM O. (1985). May retention basins have an overall negative effect? *Vatten*, 41:214–217.
- LIPTÁK B. G. (2005). *Instrument Engineers' Handbook, Volume Two : Process Control and Optimization*, volume 2. CRC press, Taylor & Francis Group, 4th édition.
- Llinàs de CENDRA P. (2015). Measuring and modelling of particle settling in sewers and primary wastewater treatment. Rapport de stage, Escola Politècnica Superior - Université Laval, Québec, QC, Canada.
- LLOPART-MASCARÓ A., FARRENY R., GABARRELL X., RIERADEVALL J., GIL A., MARTÍNEZ M., PUERTAS J., SUÁREZ J., RÍO H. d. et PARAIRA M. (2015). Storm tank against combined sewer overflow : Operation strategies to minimise discharges impact to receiving waters. *Urban Water J.*, 12(3):219–228.
- LY D. K., MARUEJOULS T., BINET G. et BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. (2019). Application of stormwater mass–volume curve prediction for water quality-based real-time control in sewer systems. *Urban Water J.*, pages 11–20.
- MAKROPOULOS C., NIKOLOPOULOS D., PALMEN L., KOOLS S., SEGRAVE A., VRIES D., KOOP S., van ALPHEN H. J., VONK E., van THIENEN P., ROZOS E. et MEDEMA G. (2018). A resilience assessment method for urban water systems. *Urban Water J.*, 0(0):1–13.
- MARSALEK J., BARNWELL T. O., GEIGER W., GROTTKER M., HUBER W. C., SAUL A. J., SCHILLING W. et TORNO H. C. (1993). Urban drainage systems : Design and operation. *Water Sci. Technol.*, 27(12):31–70.
- MARUÉJOULS T. (2012). *Gestion intégrée des eaux usées urbaines : Caractérisation et modélisation du comportement des polluants dans un bassin de rétention en réseau unitaire*. Thèse de doctorat, Université Laval.
- MARUÉJOULS T., LESSARD P. et VANROLLEGHEM P. A. (2014). Calibration and validation of a dynamic model for water quality in combined sewer retention tanks. *Urban Water J.*, 11:668–677.

- MARUÉJOULS T., LESSARD P. et VANROLLEGHEM P. A. (2015). A particle settling velocity-based integrated model for dry and wet weather wastewater quality modeling. Dans : *Proceedings of the WEF Collection Systems Conference*.
- MARUÉJOULS T., VANROLLEGHEM P. A. et LESSARD P. (2012). A phenomenological retention tank model using settling velocity distributions. *Water Res.*, 46(20):6857–6867.
- MARUÉJOULS T., VANROLLEGHEM P. A. et LESSARD P. (2013a). Integrated urban wastewater systems : Prediction of particle settling velocity distributions along the sewer - retention tank - primary clarifier system. Dans : *Proceedings of the 7th IWA International Conference on Sewer Processes and Networks (SPN7)*.
- MARUÉJOULS T., VANROLLEGHEM P. A., PELLETIER G. et LESSARD P. (2013b). Characterisation of retention tank water quality : Particle settling velocity distribution and retention time. *Water Qual. Res. J. Can.*, 48(4):321–332.
- MEERBURG F. A., BOON N., WINCKEL T. V., VERCAMER J. A., NOPENS I. et VLAEMINCK S. E. (2015). Toward energy-neutral wastewater treatment : A high-rate contact stabilization process to maximally recover sewage organics. *Bioresour. Technol.*, 179:373–381.
- MEIRLAEN J. (2002). *Immission based real-time control of the integrated urban wastewater system*. Thèse de doctorat, Ghent University.
- MEIRLAEN J., HUYGHEBAERT B., SFORZI F., BENEDETTI L. et VANROLLEGHEM P. A. (2001). Fast, simultaneous simulation of the integrated urban wastewater system using mechanistic surrogate models. *Water Sci. Technol.*, 43(7):301–310.
- MELCC (2014). Guide de gestion des eaux pluviales. [http ://www.mddelcc.gouv.qc.ca/eau/pluviales/guide.htm](http://www.mddelcc.gouv.qc.ca/eau/pluviales/guide.htm). Page consultée le 12 décembre 2017.
- MELCC (2015). Suivi d'exploitation des ouvrages municipaux d'assainissement des eaux usées – station d'épuration et ouvrages de surverse. [http ://www.mddelcc.gouv.qc.ca/eau/eaux-usees/Programme_Suivi_OMAE.pdf](http://www.mddelcc.gouv.qc.ca/eau/eaux-usees/Programme_Suivi_OMAE.pdf). Page consultée le 12 décembre 2017.
- MÉTADIER M. et BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. (2012). The use of long-term on-line turbidity measurements for the calculation of urban stormwater pollutant concentrations, loads, pollutographs and intra-event fluxes. *Water Res.*, 46(20):6836–6856.
- MICHELBACH S. et WÖHRLE C. (1994). Settleable solids from combined sewers : Settling, stormwater treatment, and sedimentation rates in rivers. *Water Sci. Technol.*, 29(1-2):95–102.
- MIKKELSEN P. (2018). *Water solutions for smart cities – Smart water systems make cities more liveable, resilient and sustainable*, chapitre 5, page 14. State of Green. Think Denmark – White papers for a green transition.

- MIKKELSEN P. S., JACOBSON P. et FUJITA S. (1996). Infiltration practice for control of urban storm water. *J. Hydraul. Res.*, 34(6):827–840.
- MOLLERUP A. L., MIKKELSEN P. S., THORNBERG D. et SIN G. (2017). Controlling sewer systems – a critical review based on systems in three eu cities. *Urban Water J.*, 14(4):435–442.
- MOULLEC Y. L., GENTRIC C., POTIER O. et LECLERC J. (2010). Comparison of systemic, compartmental and cfd modelling approaches : Application to the simulation of a biological reactor of wastewater treatment. *Chem. Eng. Sci.*, 65(1):343 – 350.
- MOY DE VITRY M., SCHNEIDER M. Y., WANI O., MANNY L., LEITÃO J. P. et EGGIMANN S. (2019). Smart urban water systems : what could possibly go wrong? *Environ. Res. Lett.*, 14(8):081001.
- MÉTADIER M., BINET G., BARILLON B., POLARD T., LALANNE P., LITRICO X. et de BOU-TEILLER C. (2013). Monitoring of a stormwater settling tank : How to optimize depollution efficiency. Dans : *Proceedings of the 8th International Conference Novatech*.
- MUJAWAMARIYA M. (2011). Optimisation de la décantation primaire par ajout de produits chimiques – jar-tests. Rapport de stage, Institut Supérieur Industriel de Bruxelles - Université Laval, Québec, QC, Canada.
- MURALI M. K., HIPSEY M. R., GHADOUANI A. et YUAN Z. (2019). The development and application of improved solids modelling to enable resilient urban sewer networks. *J. Environ. Manage.*, 240:219 – 230.
- MUSCHALLA D. (2008). Optimization of integrated urban wastewater systems using multi-objective evolution strategies. *Urban Water J.*, 5(1):59–67.
- MUSCHALLA D., VALLET B., ANCTIL F., LESSARD P., PELLETIER G. et VANROLLEGHEM P. A. (2014). Ecohydraulic-driven real-time control of stormwater basins. *J. Hydrol.*, 511(0):82–91.
- NAGY-KISS A., ICHALAL D., SCHUTZ G. et RAGOT J. (2015). Fault tolerant control for uncertain descriptor multi-models with application to wastewater treatment plant. Dans : *Proceedings of the American Control Conference*, volume 2015.
- NGUYEN T. T., NGO H. H., GUO W., WANG X. C., REN N., LI G., DING J. et LIANG H. (2019). Implementation of a specific urban water management - sponge city. *Sci. Total Environ.*, 652:147 – 162.
- NIELSEN M. K., CARSTENSEN J. et HARREMOES P. (1996). Combined control of sewer and treatment plant during rainstorm. *Water Sci. Technol.*, 34(3–4):181–187.
- NIEMANN K. et ORTH H. (2001). Control measures for wastewater treatment plants during storm flow. *Water Sci. Technol.*, 43(11):309–314.
- NYBERG U., ANDERSSON B. et ASPEGREN H. (1996). Real time control for minimizing effluent concentrations during storm water events. *Water Sci. Technol.*, 34(3–4):127–134.

- OLSSON G. (2006). Instrumentation, control and automation in the water industry state-of-the-art and new challenges. *Water Sci. Technol.*, 53(4-5):1–16.
- OLSSON G. (2012). ICA and me – A subjective review. *Water Res.*, 46(6):1585–1624.
- OLSSON G., CARLSSON B., COMAS J., COPP J., GERNAEY K. V., INGILDSSEN P., JEPPSSON U., KIM C., RIEGER L., RODRÍGUEZ-RODA I., STEYER J.-P., TAKÁCS I., VANROLLEGHEM P. A., VARGAS A., YUAN Z. et ÅMAND L. (2014). Instrumentation, control and automation in wastewater – from London 1973 to Narbonne 2013. *Water Sci. Technol.*, 69(7):1373–1385.
- OWENS P. N., BATALLA R. J., COLLINS A. J., GOMEZ B., HICKS D. M., HOROWITZ A. J., KONDOLF G. M., MARDEN M., PAGE M. J., PEACOCK D. H., PETTICREW E. L., SALOMONS W. et TRUSTRUM N. A. (2005). Fine-grained sediment in river systems : environmental significance and management issues. *River Res. Appl.*, 21(7):693–717.
- PAULSEN O. (1987). Kontinuierliche Simulation von Abflüssen und Stofffrachten in der Trennentwässerung. Rapport technique, Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und Landwirtschaftlichen Wasser.
- PENN R., SCHUETZE M., JENS A. et FRIEDLER E. (2018). Tracking and simulation of gross solids transport in sewers. *Urban Water J.*, 0(0):1–8.
- PFISTER A., STEIN A., SCHLEGEL S. et TEICHGRÄBER B. (1998). An integrated approach for improving the wastewater discharge and treatment systems. *Water Sci. Technol.*, 37(1):341–346.
- PIEPER L. (2017). Development of a model simplification procedure for integrated urban water system models – conceptual catchment and sewer modelling. Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, QC, Canada.
- PLEAU M., COLAS H., LAVALLÉE P., PELLETIER G. et BONIN R. (2005). Global optimal real-time control of the Québec urban drainage system. *Environ. Modell. Softw.*, 20(4):401–413.
- PLEAU M., PELLETIER G., COLAS H., LAVALLÉE P. et BONIN R. (2001). Global predictive real-time control of Quebec Urban Community's westerly sewer network. *Water Sci. Technol.*, 43(7):123–130.
- PRAT P., COROMINAS L., BENEDETTI L. et COMAS J. (2012). Use of integrated models to minimize the impact of urban wastewater systems on a Mediterranean stream. Dans : *Proceedings of the International Congress on Environmental Modelling and Software (iEMSs2012)*.
- RAPPORT DES COMMISSAIRES (1996). Commission pour la mise en valeur du projet de dépollution et de renaturalisation de la rivière Saint-Charles. Rapport technique, Service des communication et des relations extérieures de la Ville de Québec.
- RAUCH W., BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L., KREBS P., MARK O., SCHILLING W., SCHÜTZE M. et VANROLLEGHEM P. (2002). Deterministic modelling of integrated urban drainage systems. *Water Sci. Technol.*, 45(3):81–94.

- RAUCH W. et HARREMOËS P. (1996). The importance of the treatment plant performance during rain to acute water pollution. *Water Sci. Technol.*, 34(3 - 4):1–8.
- RAUCH W. et HARREMOËS P. (1999). Genetic algorithms in real time control applied to minimize transient pollution from urban wastewater systems. *Water Res.*, 33(5):1265–1277.
- RAUCH W., SEGGELE K., BROWN R. et KREBS P. (2005). Integrated approaches in urban storm drainage : Where do we stand ? *Environ. Manage.*, 35(4):396–409.
- RAUCH W., THURNER N. et HARREMOËS P. (1998). Required accuracy of rainfall data for integrated urban drainage modeling. *Water Sci. Technol.*, 37(11):81–89.
- REDA A. L. L. et BECK M. B. (1997). Ranking strategies for stormwater management under uncertainty : Sensitivity analysis. *Water Sci. Technol.*, 36(5):357–371.
- RIEGER L. et OLSSON G. (2012). Why many control systems fail - few utilities consider how the 'human factor' influences treatment performance. *Water Environ. Technol.*
- RIEGER L. et VANROLLEGHEM P. A. (2008). moneau : A platform for water quality monitoring networks. *Water Sci. Technol.*, 57(7):1079–1086.
- RISHOLT L., SCHILLING W., ERBE V. et ALEX J. (2002). Pollution based real time control of wastewater systems. *Water Sci. Technol.*, 45(3):219–228.
- RISTENPART E. (1995). Sediment properties and their changes in a sewer. *Water Sci. Technol.*, 31(7):77–83.
- ROCHER V. et AZIMI S. (2017). Évolution de la qualité de la seine en lien avec les progrès de l'assainissement : de 1970 à 2015. Rapport technique, Syndicat interdépartemental pour l'assainissement de l'agglomération parisienne (SIAAP).
- RUBAN G., BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L., CHEBBO G., GROMAIRE M.-C. et JOANNIS C. (2006). Précision et reproductibilité du mesurage de la turbidité des eaux résiduaires urbaines sur échantillons. *Houille Blanche*, -(4):129–135.
- RUBAN G., JOANNIS C., GROMAIRE M.-C., BERTRAND-KRAJEWSKI J.-I. et CHEBBO G. (2008). Mesurage de la turbidité sur échantillons : application aux eaux résiduaires urbaines. *Techniques Sciences Méthodes*, -(4):61–74.
- RUBAN G., MABILAIS D. et LEMAIRE K. (2015). Particle characterization of urban wet-weather discharges : methods and related uncertainties. *Urban Water J.*, 12(5):404–413.
- SAAGI R., KROLL S., FLORES-ALSINA X., GERNAEY K. V. et JEPPSSON U. (2018). Key control handles in integrated urban wastewater systems for improving receiving water quality. *Urban Water J.*, 0(0):1–11.
- SANDOVAL S. et BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. (2016). Influence of sampling intake position on suspended solid measurements in sewers : two probability/time-series-based approaches. *Environ. Monit. Assess.*, 188(6):1–9.
- SANSALONE J. J. et CRISTINA C. M. (2004). First flush concepts for suspended and dissolved solids in small impervious watersheds. *J. Environ. Eng.*, 130(11):1301–1314.

- SARNI W., WHITE C., WEBB R., CROSS K. et GLOTZBACH R. (2019). Digital water - Industry leaders chart the transformation journey. Rapport technique, International Water Association and Xylem Inc.
- SCHILLING W., ANDERSSON B., NYBERG U., ASPEGREN H., RAUCH W. et HARREMOËS P. (1996). Real time control of wastewater systems. *J. Hydraul. Res.*, 34(6):785–797.
- SCHILPEROORT R. (2011). *Monitoring as a tool for the assessment of wastewater quality dynamics*. Thèse de doctorat, Delft University of Technology.
- SCHILPEROORT R. P. S., DIRKSEN J., LANGEVELD J. G. et CLEMENS F. H. L. R. (2012). Assessing characteristic time and space scales of in-sewer processes by analysis of one year of continuous in-sewer monitoring data. *Water Sci. Technol.*, 66(8):1614–1620.
- SCHRAA O., TOLE B. et COPP J. (2006). Fault detection for control of wastewater treatment plants. *Water Sci. Technol.*, 53(4-5):375–382.
- SCHÜTZE M., BUTLER D., BECK M. et VERWORN H. (2002). Criteria for assessment of the operational potential of the urban wastewater system. *Water Sci. Technol.*, 45(3):141–148.
- SCHÜTZE M., BUTLER D. et BECK M. B. (1999). Optimisation of control strategies for the urban wastewater system – An integrated approach. *Water Sci. Technol.*, 39(9):209–216.
- SCHÜTZE M., ERBE V., HAAS U., SCHEER M. et WEYAND M. (2004). Passt—a planning aid for sewer system real time control. Dans : *Proceedings of the 6th International Conference on Urban Drainage Modelling, UDM2004*, page 286.
- SCHÜTZE M., ERBE V., HAAS U., SCHEER M. et WEYAND M. (2008). Sewer system real-time control supported by the m180 guideline document. *Urban Water J.*, 5(1):69–78.
- SEGGELE K., FUCHS L., TRÄNCKNER J. et KREBS P. (2008). Development of an integrated RTC system for full-scale implementation. Dans : *Proceedings of the 11th International Conference on Urban Drainage (ICUD2008)*.
- SEGGELE K., LÖWE R., BEENEKEN T. et FUCHS L. (2013). Implementation of an integrated real-time control system of sewer system and waste water treatment plant in the city of Wilhelmshaven. *Urban Water J.*, 10(5):330–341.
- SHARMA A. K., GUILDAL T., THOMSEN H., MIKKELSEN P. S. et JACOBSEN B. (2013). Aeration tank settling and real time control as a tool to improve the hydraulic capacity and treatment efficiency during wet weather : results from 7 years' full-scale operational data. *Water Sci. Technol.*, 67(10):2169–2176.
- SKIPWORTH P., TAIT S. et SAUL A. (2000). The first foul flush in combined sewers : an investigation of the causes. *Urban Water*, 2(4):317–325.
- SOLVI A.-M. (2006). *Modelling the sewer-treatment-urban river system in view of the EU Water Framework Directive*. Thèse de doctorat, Ghent University.
- TCHOBANOGLOUS G., BURTON F. L. et STENSEL. H. D. (2003). *Wastewater engineering : treatment, disposal, and reuse*. McGraw-Hill, Metcalf & Eddy Inc., 4th édition.

- THOMSEN H. A. et NIELSEN M. K. (1992). Practical experience with on-line measurements of nh_4^+ , no_3^- , po_4^{3-} , redox, mlss and ss in advanced activated sludge plants. Dans : *Proceedings HYDROTOP92, The City and The Water*, volume 2.
- TIK S., LANGLOIS S. et VANROLLEGHEM P. A. (2013). Establishment of control strategies for chemically enhanced primary treatment based on online turbidity data. Dans : *Proceedings of the 11th IWA Conference on Instrumentation, Control and Automation (ICA2013)*.
- TIK S., MARUÉJOULS T., BACHIS G., VALLET B., LESSARD P. et VANROLLEGHEM P. A. (2014a). Using particle settling velocity distribution to better model the fate of stormwater TSS throughout the integrated urban wastewater system. *Influents*, 9:48–52.
- TIK S., MARUÉJOULS T., LESSARD P. et VANROLLEGHEM P. A. (2014b). Optimising wastewater management during wet weather using an integrated model. Dans : *Proceedings of the 13th International Conference on Urban Drainage (13ICUD)*.
- TIK S. et VANROLLEGHEM P. A. (2012). Gestion des eaux usées en temps de pluie : de l'alun en périodes critiques à la Ville de Québec. *Vecteur Environ.*, 45(4):32–33.
- TIK S. et VANROLLEGHEM P. A. (2017). Chemically enhancing primary clarifiers : model-based development of a dosing controller and full-scale implementation. *Water Sci. Technol.*, 75(5):1185–1193.
- TRÄNCKNER J., BÖNISCH G., GEBHARD V. R., DIRCKX G. et KREBS P. (2008). Model-based assessment of sediment sources in sewers. *Urban Water J.*, 5(4):277–286.
- VALLET B. (2011). *Modélisation d'un bassin d'orage en vue de l'amélioration de la qualité des rivières par la gestion en temps réel*. Thèse de doctorat, Université Laval.
- VALLET B., MUSCHALLA D., LESSARD P. et VANROLLEGHEM P. A. (2014). A new dynamic water quality model for stormwater basins as a tool for urban runoff management : Concept and validation. *Urban Water J.*, 11(3):211–220.
- van DAAL P., GRUBER G., LANGEVELD J., MUSCHALLA D. et CLEMENS F. (2017). Performance evaluation of real time control in urban wastewater systems in practice : Review and perspective. *Environmental Modelling & Software*, 95(Supplement C):90 – 101.
- VANHOOREN H., MEIRLAEN J., AMERLINCK Y., CLAEYS F., VANGHELUWE H. et VANROLLEGHEM P. A. (2003). WEST : Modelling biological wastewater treatment. *J. Hydroinform.*, 5:27–50.
- VANROLLEGHEM P. A., BENEDETTI L. et MEIRLAEN J. (2005). Modelling and real-time control of the integrated urban wastewater system. *Environ. Modell. Softw.*, 20(4):427–442.
- VANROLLEGHEM P. A., FRONTEAU C. et BAUWENS W. (1996). Evaluation of design and operation of the sewage transport and treatment system by an EQO/EQS based analysis of the receiving water immission characteristics. Dans : *Proceedings WEF Speciality Conference Series – Urban Wet Weather Pollution – Controlling Sewer Overflows and Stormwater Runoff*.

- VANROLLEGHEM P. A., KAMRADT B., SOLVI A.-M. et D. M. (2009). Making the best of two hydrological flow routing models : Nonlinear outflow-volume relationships and back-water effects model. Dans : *Proceedings of the 8th International Conference on Urban Drainage Modelling*.
- VANROLLEGHEM P. A. et LEE D. S. (2003). On-line monitoring equipment for wastewater treatment processes : State of the art. *Water Sci. Technol.*, 47(2):1–34.
- VANROLLEGHEM P. A., SCHILLING W., RAUCH W., KREBS P. et AALDERINK H. (1999). Setting up measuring campaigns for integrated wastewater modelling. *Water Sci. Technol.*, 39(4): 257–268.
- VANROLLEGHEM P. A., TIK S. et LESSARD P. (2018). Advances in modelling particle transport in urban storm- and wastewater systems. Dans : *Proceedings of the 11th International Conference on Urban Drainage Modelling (UDM2018)*.
- VERBANCK M. (1995). Variabilité des charges solides en suspension à l'exutoire des réseaux de collecte. Dans : *Proceedings of Journée d'étude CB-IAWQ*.
- VERBANCK M. et ASHLEY R. (1993). International workshop on origin, occurrence and behaviour of sediments in sewer systems : Outline of technical conclusions. *Water Sci. Technol.*, 27(12):173–176.
- VERSTRAETE W., de CAVEYE P. V. et DIAMANTIS V. (2009). Maximum use of resources present in domestic "used water". *Bioresour. Technol.*, 100(23):5537 – 5545.
- VEZZARO L. et GRUM M. (2014). A generalised dynamic overflow risk assessment (dora) for real time control of urban drainage systems. *J. Hydrol.*, 515:292–303.
- WEISSBRODT D. (2018). De la step À la starre - station de récupération des ressources de l'eau. *Aqua & Gas*.
- WILLEMS P. (2013). Revision of urban drainage design rules after assessment of climate change impacts on precipitation extremes at uccle, belgium. *J. Hydrol.*, 496:166 – 177.
- WILLEMS P., ARNBJERG-NIELSEN K., OLSSON J. et NGUYEN V. (2012). Climate change impact assessment on urban rainfall extremes and urban drainage : Methods and shortcomings. *Atmos. Res.*, 103:106 – 118.
- WILSON L. (1987). *Le contrôle en temps réel des réseaux d'égouts unitaires*. Thèse de doctorat, Université du Québec – Institut National de la Recherche Scientifique.
- WIPLIEZ B. (2011). Caractérisation et gestion de la vidange de réservoirs de rétention d'eaux unitaires. Mémoire de maîtrise, Université Laval.
- XU G., ZHOU Y., YANG Q., LEE Z. M., GU J., LAY W., CAO Y. et LIU Y. (2015). The challenges of mainstream deammonification process for municipal used water treatment. *Appl. Microbiol. Biotechnol.*, 99(6):2485–2490.
- YOO C. K., VILLEZ K., VAN HULLE S. W. et VANROLLEGHEM P. A. (2008). Enhanced process monitoring for wastewater treatment systems. *Environmetrics*, 19(6):602–617.

- ZHANG Y., JIANG J., YANG Z. et HUSSAIN A. (2005). Managing performance degradation in fault tolerant control systems. *IFAC Proceedings Volumes*, 38(1):424 – 429.
- ZUG M., PHAN L., BELLEFLEUR D. et SCRIVENER O. (1999). Pollution wash-off modelling on impervious surfaces : calibration, validation, transposition. *Water Sci. Technol.*, 39(2):17–24.

Annexes

A	Protocole Jar-test	207
A.1	Principe	207
A.2	Application	207
A.3	Mode opératoire	207
A.4	Tableau de résultats	209
B	Protocole ViCAs avec ajout d'alun	211
B.1	Principe	211
B.2	Application	211
B.3	Mode opératoire	211
B.4	Remarques	212
B.5	Tableau de résultats	213
C	Résultats ViCAs	215
C.1	Réseau unitaire	215
C.2	Entrée des dessableurs	216
C.3	Entrée des décanteurs primaires	217
C.4	Sortie des décanteurs primaires	218
C.5	Coagulation-floculation	219
D	Résultats des tests traceur	221

D.1	Test traceur du 12 mai 2011	221
D.2	Test traceur du 30 juin 2011	224
D.3	Test traceur du 11 juillet 2011	226
D.4	Test traceur du 22 juillet 2011	229
D.5	Test traceur du 23 septembre 2011	232
D.6	Test traceur du 29 octobre 2015	235
E	Redondance de capteurs	239
F	Contributions scientifiques	245
F.1	Publications	245
F.2	Présentations orales	246
F.3	Posters	247
F.4	Autres contributions	247

Annexe A

Protocole Jar-test

A.1 Principe

Un processus de coagulation-floculation dépend de nombreux paramètres (caractéristiques de l'eau à traiter, conditions opératoires). Le jar-test est une expérience réalisée en laboratoire visant à reproduire le processus de coagulation-floculation dans les conditions similaires au site expérimental pour en étudier les effets et l'optimiser (Tchobanoglous *et al.*, 2003).

A.2 Application

Dans le cadre de cette thèse, ce protocole jar-test a été développé pour reproduire l'ajout de produit chimique dans la StaRRE Est de la Ville de Québec et développer un modèle de décanteur primaire prenant en compte l'ajout d'alun (Tik et Vanrolleghem, 2017). Il a également été utilisé par Charette (2015) pour déterminer l'évolution des courbes ViCAs selon la dose d'alun ajouté (cf. Annexe B).

A.3 Mode opératoire

A.3.1 Préparation et conservation du polymère

Préparer une solution à 0,01% avec la poudre de polymère Zetag[®] 4110.

- Peser 0,1g de polymère en poudre sur la balance de précision (Mettler AE-200 S).
- Mesurer 1L d'eau du robinet dans une fiole jaugée.
- Dans un bécher de 1L, dissoudre le polymère dans l'eau à l'aide d'un agitateur magnétique (il est conseillé d'ajouter tranquillement le polymère dans l'eau pour éviter la formation d'agglomérats de polymère)
- Mélanger à basse vitesse pendant 1h30 (phase de maturation du polymère)

Ne pas conserver le polymère préparé plus de 24h car son efficacité serait alors diminuée.

A.3.2 Échantillonnage et conservation de l'eau à traiter

Prélever un volume suffisant (au minimum 8L d'eau par banc d'essai) d'eau usée pour l'ensemble des tests à effectuer. Si l'expérience ne peut être faite immédiatement après le prélèvement, stocker l'échantillon à 4°C et le ramener à température ambiante avant d'effectuer l'expérience jar-test. L'échantillon ne doit pas être conservé plus de 72 heures.

A.3.3 Matériel nécessaire

- Un banc de jar-test (Figure A.1)
- Une micropipette (0-1000µl) pour le dosage de l'alun
- 6 pastilles septa
- 6 seringues de 3 ml pour l'injection du polymère
- Une seringue de 60 ml avec un embout en plastique assez long, pour prélever le surnageant
- Un thermomètre
- 6 béchers de 1000 ml pour recueillir le surnageant
- Une spatule pour homogénéiser l'échantillon d'eau usée
- Un bécher de 50 ml contenant le coagulant
- Le matériel nécessaire pour la préparation du polymère (cf. Section A.3.1)
- Le matériel nécessaire pour l'analyse des matières en suspension

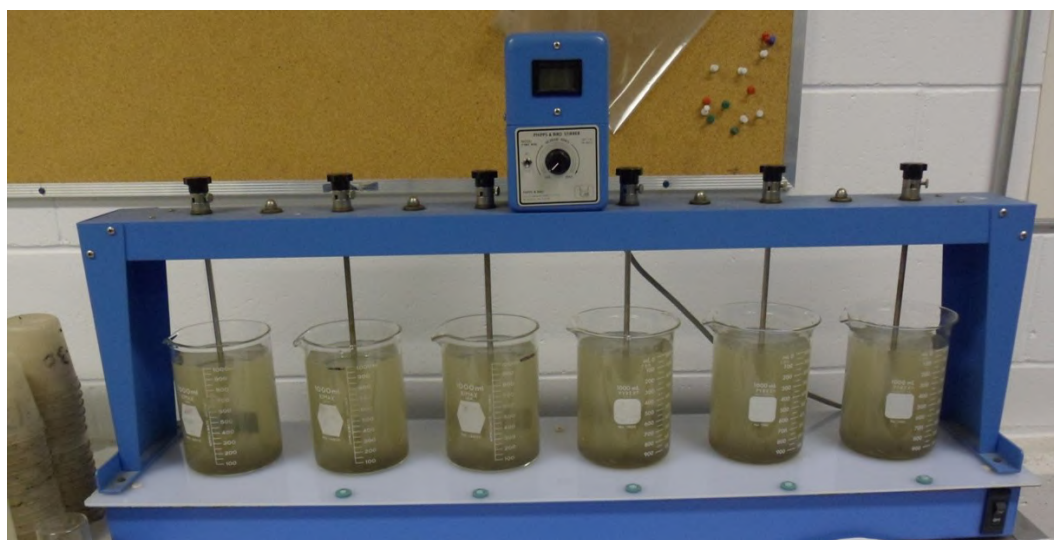


FIGURE A.1 – Banc de jar-test.

A.3.4 Déroulement de l'expérience

Bien mélanger l'échantillon d'eau usée à l'aide de la spatule, remplir les 6 béchers d'1L d'échantillon et les placer sur le banc de jar-test.

Prélever avec la micropipette la quantité d'alun nécessaire pour chaque bécher et la déposer sur la pastille septa en face dudit bécher.

Suivre les étapes suivantes :

- régler l'agitateur sur 120 rpm
- introduire les pastilles septa (avec l'alun) dans les béchers
- continuer l'agitation pendant 15 min
- injecter le polymère
- régler l'agitation sur 50 rpm
- continuer l'agitation pendant 3 min
- arrêter l'agitateur
- pendant la phase de décantation statique, noter les caractéristiques des floccs (taille, vitesse de décantation) sur la feuille de résultats (cf. Section A.4)
- prélever le surnageant à l'aide de la pipette de 60 mL et procéder à l'analyse de MeS

Les consignes d'agitation sont rappelées sur la feuille de résultats (cf. Section A.4).

A.4 Tableau de résultats

Un exemple de tableau de résultats de jar-test est donné à la Figure A.2.

Remarques :

210

Annexe B

Protocole ViCAs avec ajout d'alun

B.1 Principe

Ce document est basé sur le protocole ViCAs de [Chebbo et Gromaire \(2009\)](#). Il présente les points importants de l'adaptation du protocole pour caractériser des échantillons d'eau ayant subi une étape de coagulation-floculation préalable. Pour plus de détails pratiques concernant la réalisation d'un test ViCAs, se référer au protocole complet rédigé par Bastien Wipliez et reproduit dans le mémoire de [Hafhouf \(2019\)](#).

B.2 Application

Déterminer l'évolution de la distribution de la vitesse de chute des particules (DVCP) selon la quantité d'alun ajouté ([Charette, 2015](#)).

B.3 Mode opératoire

B.3.1 Préparation de l'échantillon

- Préparer le banc de jar-test en suivant les consignes présentées dans l'Annexe [A Protocole Jar-test](#)
- Déterminer la quantité de coagulant nécessaire et la préparer pour 5 des 6 béchers. Le 6^{ème} bécher servira de témoin
- Après avoir procédé au protocole jar-test jusqu'à la phase de floculation, retirer les agitateurs et procéder immédiatement au test ViCAs

B.3.2 Test ViCAs

- Mélanger le contenant des 5 béchers dans un grand récipient (préférentiellement avec un bec verseur et une poignée)
- Homogénéiser à l'aide d'une spatule et prélever 500 mL pour mesurer les MeS initiales.
- Homogénéiser à nouveau et procéder au test ViCAs en suivant le protocole SOP-018-ViCAs.

B.4 Remarques

- La mesure de MeS dans le bécher témoin (sans ajout de produit chimique), permet de déterminer la quantité de MeS produites par la floculation de matières colloïdales.
- Pour réaliser le bilan de masse, la mesure de la concentration de MeS initiale doit être effectuée sur l'échantillon d'eau floculée.
- Le protocole ViCAs fait l'hypothèse d'une sédimentation discrète des particules. On suppose donc que le phénomène de floculation qui continue à la sortie du jar-test est négligeable, hypothèse de travail qui peut être discutée.
- Les flocs formés dans le jar-test (Figure B.1) peuvent présenter de grandes vitesses de décantation. Pour éviter les phénomènes de décantation freinée et de compression, les pas de temps entre le prélèvement des premières coupelles peut être réduit (cf. Section B.5 Tableau de résultats).



FIGURE B.1 – Particules lors d'un test ViCAs après floculation.

B.5 Tableau de résultats

Un exemple de tableau de résultats ViCAs est donné à la Figure B.2.

Mesures prises en laboratoire - VICAS					
Informations sur l'échantillon					
Lieu de prélèvement :					
Date et heure de prélèvement :					
Date et heure d'analyse :					
Conservation :					
Préleveur :			Manipulateur :		
Volume total :					
Informations sur la colonne					
Numéro:					
Hauteur de chute (cm) :			Variation :		
Concentration Initiale					
Essai	N° filtre	Volume (ml)	m_0 (mg)	m_1 (mg)	-
1					
2					
3					
Concentration Finale					
Essai	N° filtre	Volume (ml)	m_0 (mg)	m_1 (mg)	-
1					
2					
3					
Essai de décantation					
n°	Δt	$\Sigma \Delta t$	N° filtre	m_0 (mg)	m_1 (mg)
1	2	2			
2	4	6			
3	8	14			
4	16	30			
5	32	62			
6	64	126			
7	128	254			
8					
Remarque : _____					

FIGURE B.2 – Tableau de résultats ViCAs.

Annexe C

Résultats ViCAs

Cette annexe regroupe les courbes de distribution des vitesses de chute des particules (DVCP) issues des tests ViCAs, réalisés aux différents points du SIAU (cf. Section 3.3 Localisation détaillée des points d'échantillonnage).

L'erreur de bilan de masse de chaque expérience, définie par l'Équation C.1 est donnée dans le Tableau C.1. Habituellement, en regard des nombreuses possibilités d'erreur de manipulation, une erreur de 20% sur le bilan de masse est jugée acceptable. Les expériences présentant une erreur de bilan de masse plus élevée ont été écartées.

$$erreur = \frac{M_{finale} - M_{initiale}}{M_{initiale}} \quad (C.1)$$

où

- $M_{initiale}$ est la masse des particules dans la colonne au remplissage
- M_{finale} est la somme des particules récupérées dans les coupelles et de la masse des particules restantes dans la colonne.

C.1 Réseau unitaire

Les résultats des tests ViCAs effectués par Maruéjols (2012) et Aaron (2014) dans le réseau unitaire de la Ville de Québec (Québec, Canada) au niveau de la chambre de contrôle du bassin de rétention Saint-Sacrement ont été rassemblés à la Figure C.1, permettant de déterminer la zone typique utilisée dans cette étude pour le réseau unitaire.

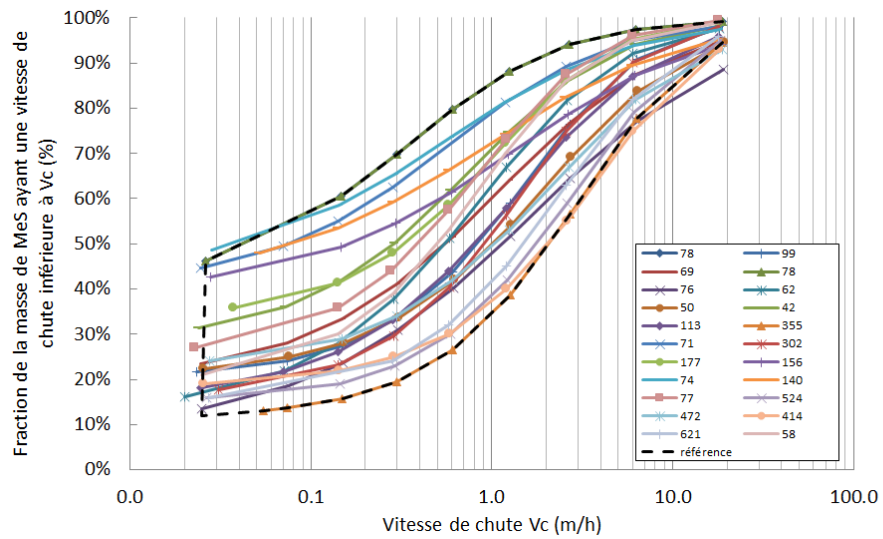


FIGURE C.1 – Zone typique des DVCP dans le réseau unitaire.

C.2 Entrée des dessableurs

Aaron (2014) a réalisé des tests ViCAs à l'entrée des dessableurs de la StaRRE Est de la Ville de Québec (Figure C.2).

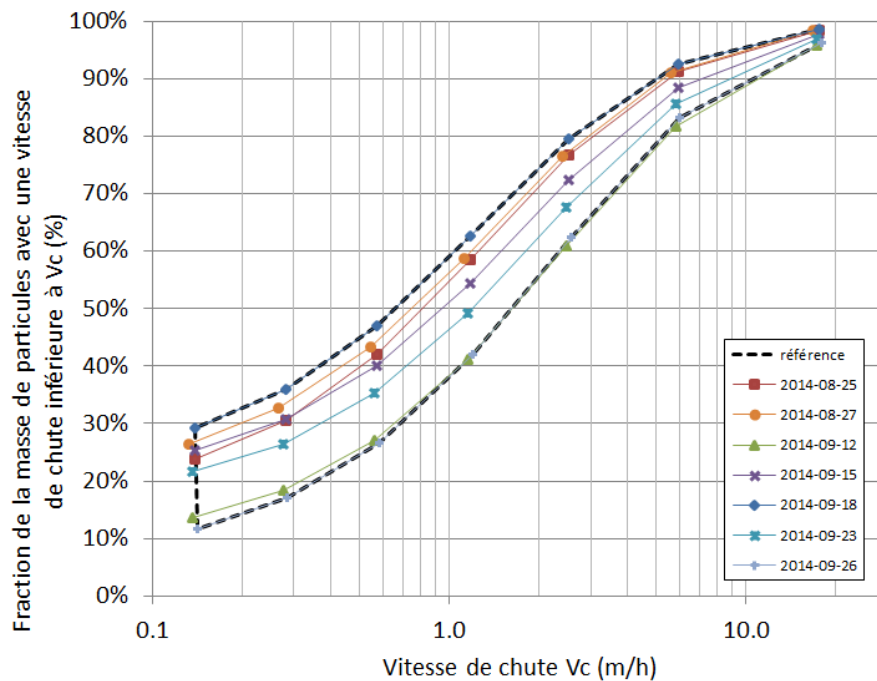


FIGURE C.2 – Zone typique des DVCP à l'entrée des dessableurs.

C.3 Entrée des décanteurs primaires

Les résultats des tests ViCAs réalisés dans le cadre de cette étude, ainsi que ceux réalisés par Bel Hadj (2013) à l'entrée des décanteurs primaires de la StaRRE Est de la Ville de Québec sont présentés à la Figure C.3.

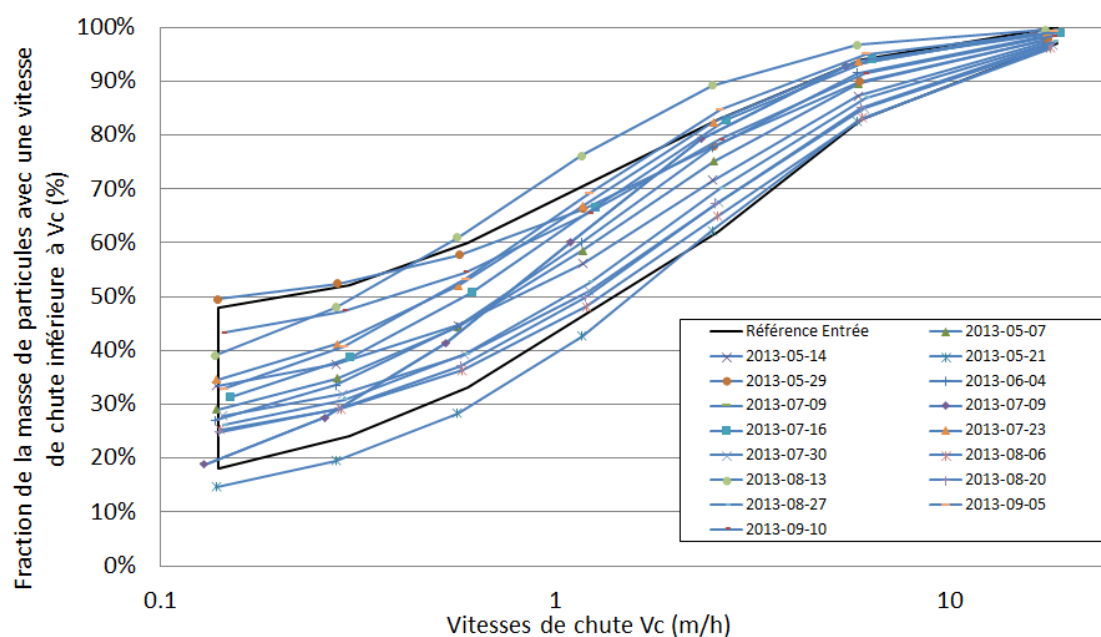


FIGURE C.3 – Zone typique des DVCP à l'entrée des décanteurs.

C.4 Sortie des décanteurs primaires

Les résultats des tests ViCAs réalisés dans le cadre de cette étude, ainsi que ceux réalisés par Bel Hadj (2013) à la sortie des décanteurs primaires de la StaRRE Est de la Ville de Québec sont présentés à la Figure C.4.

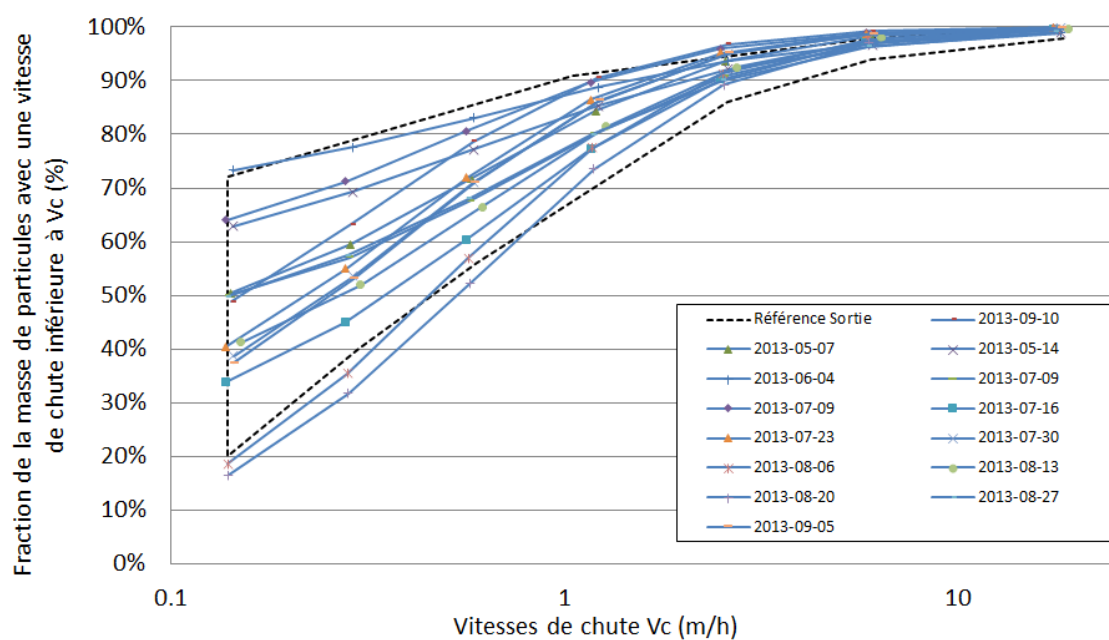


FIGURE C.4 – Zone typique des DVCP à la sortie des décanteurs.

C.5 Coagulation-floculation

Pour caractériser les particules à la suite du phénomène de coagulation-floculation, des jar-tests combinés à des ViCAs ont été réalisés en suivant le protocole présenté en Annexe B. Les manipulations ont été réalisées par [Charette \(2015\)](#) sur des échantillons prélevés à la StaRRE pilote de l'Université Laval. Les résultats sont présentés à la Figure C.5 et au Tableau C.1.

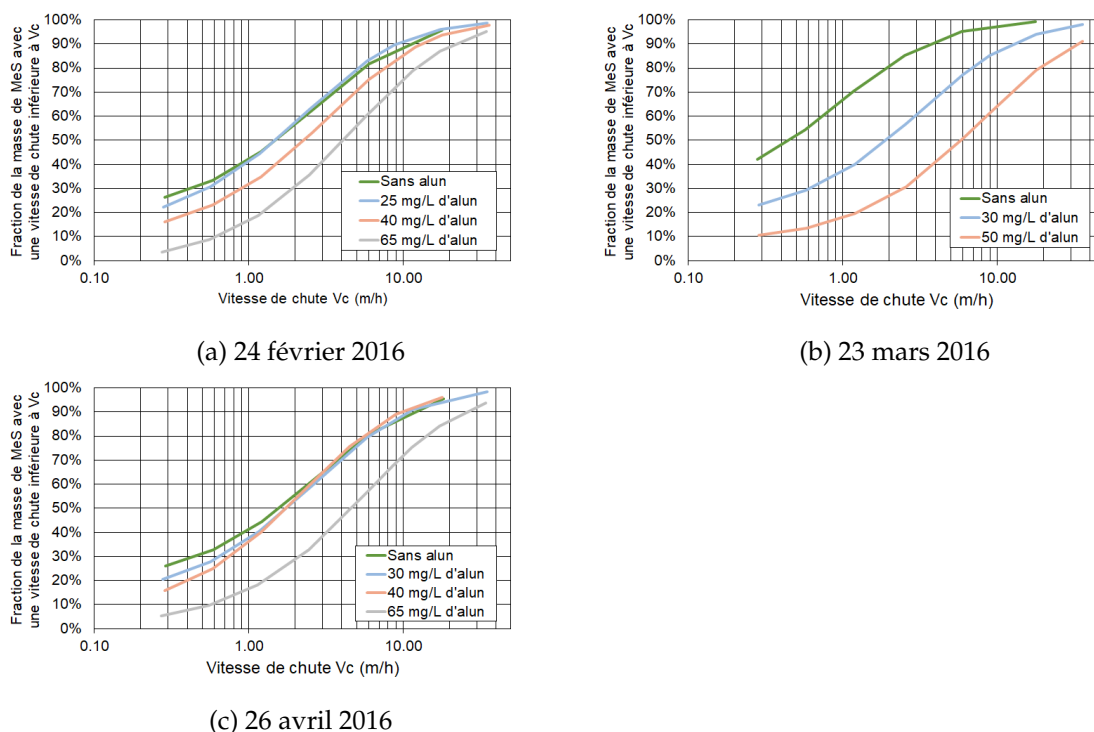


FIGURE C.5 – Distribution des vitesses de chute des particules (DVCP) avec et sans ajout d'alun.

TABLEAU C.1 – Erreur de bilan de masse des courbes ViCAs avec alun.

date	concentration d'alun (mg/L)	erreur de bilan de masse (%)
24-févr-16	0	7%
24-févr-16	25	18%
24-févr-16	40	19%
24-févr-16	65	5%
23-mars-16	0	0%
23-mars-16	30	-4%
26-avr-16	0	15%
26-avr-16	30	5%
26-avr-16	40	-5%
26-avr-16	65	21%

Annexe D

Résultats des tests traceur

D.1 Test traceur du 12 mai 2011

D.1.1 Informations pratiques

Ce test préliminaire avait pour objectif de comprendre le parcours de l'alun dans le système, particulièrement dans les décanteurs primaires. Le décanteur 5 a été choisi pour réaliser ce test. Ce fut également un essai pour évaluer la quantité de traceur utilisée, la facilité d'accès au point d'injection et les méthodes d'échantillonnage.

Points d'injection : Aux deux points où l'alun est injecté, dans le canal en épingle.

Traceur injecté : 200 g de rhodamine WT à chaque point d'injection.

Heure d'injection : 10h22.

Points d'échantillonnage : à l'entrée du décanteur 5 (devant la vanne d'alimentation) et à la sortie du décanteur 5 (goulotte centrale).

D.1.2 Courbe de calibration

Une courbe de calibration de la fluorescence de la rhodamine WT a été effectuée à 910 V (Figure D.1).

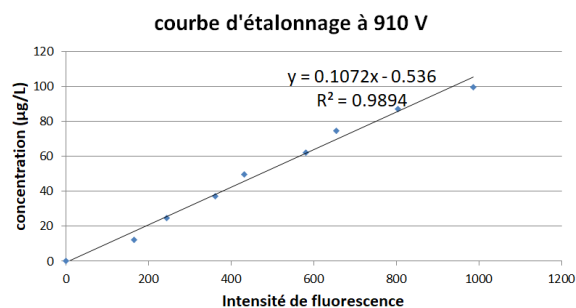


FIGURE D.1 – Courbe de calibration du test traceur du 12 mai 2011.

D.1.3 Résultats

Le débit moyen mesuré aux dégrilleurs lors du test était de 11 000 m³/h (Figure D.2). L'évolution des concentrations de traceur dans le temps aux points d'échantillonnage est présentée à la Figure D.3.

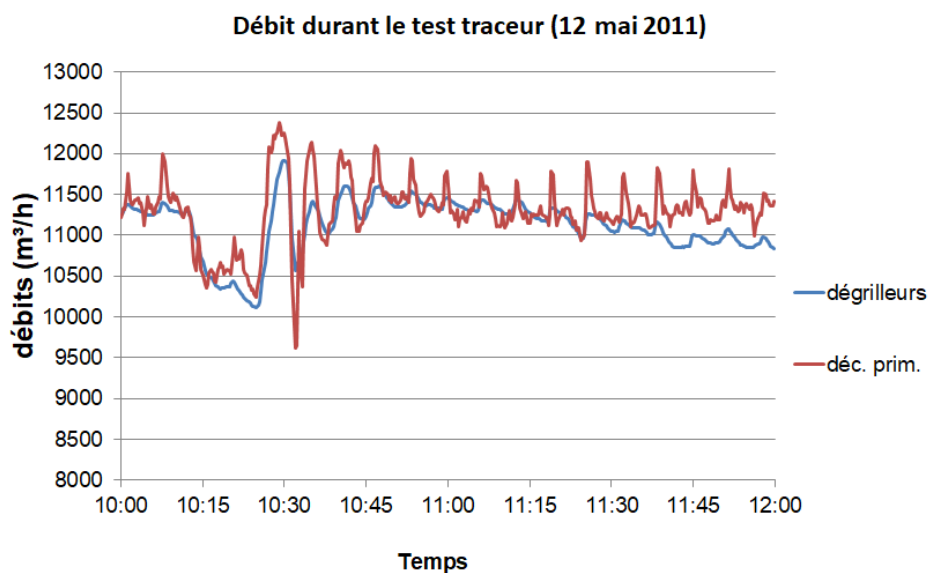


FIGURE D.2 – Débits mesurés aux dégrilleurs et aux décanteurs primaires.

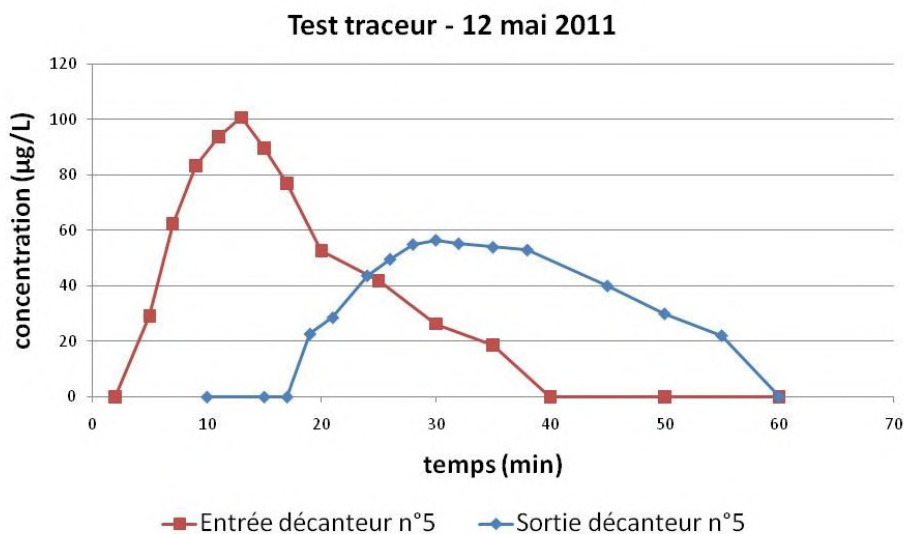


FIGURE D.3 – Évolution des concentrations de traceur aux points d'échantillonnage.

Bilan de masse

À l'entrée des décanteurs primaires, 81% de la masse de traceur injecté est récupérée.
À la sortie des décanteurs primaires, 73% de la masse de traceur injecté est récupérée.

Interprétation des résultats

L'évolution des concentrations en traceur mesurée à l'entrée du décanteur n°5 peut être représentée par 4 réacteurs complètement mélangés (RCM), tandis que celle mesurée à la sortie du décanteur n°5 peut être représentée par 11 RCM (Figures D.4).

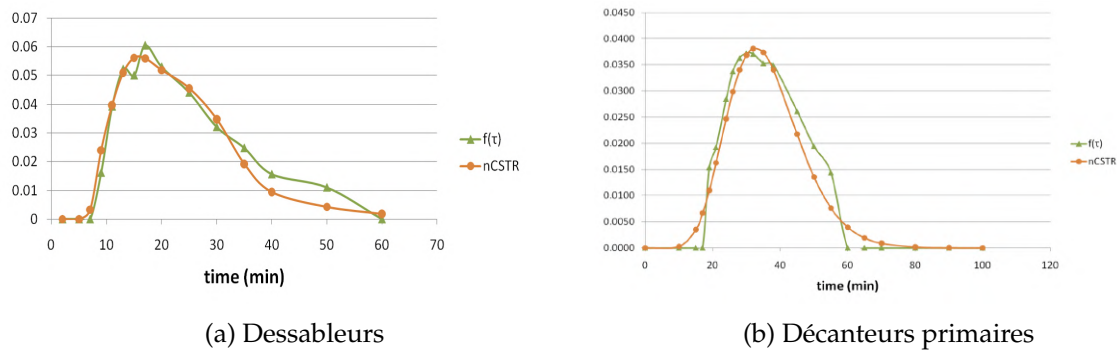


FIGURE D.4 – Représentation par des RCM (en orange) de l'évolution des concentrations de traceur (en vert) mesurées à la sortie (a) des dessableurs et (b) des décanteurs primaires.

D.1.4 Remarques complémentaires

Lors du test, le personnel de la Ville de Québec était en train d'effectuer un lavage du puits de pompage de Saint-Pascal par des cycles de vidange-remplissage de ce dernier, ce qui explique les brusques variations de débits observées sur les données.

L'injection du traceur directement dans le système d'injection d'alun permet de se placer dans des conditions proches des conditions réelles. Cependant, le tube dans lequel s'écoule l'alun étant de petit diamètre, il a fallu environ 2 minutes pour compléter l'injection et le rinçage du traceur. Des points d'injection alternatifs seront envisagés pour tenter de réduire le temps d'injection.

D.2 Test traceur du 30 juin 2011

D.2.1 Informations pratiques

L'objectif de ce test était de tester l'hydraulique au sein d'un décanteur et tester les points d'injection et d'échantillonnage. Le décanteur n°5 a de nouveau été choisi pour réaliser ce test.

Points d'injection : Dans le canal d'alimentation du décanteur n°5, le racleur d'écume a été arrêté pour l'injection et a été remis en fonction environ 10 min après.

Traceur injecté : 85 g de rhodamine WT.

Heure d'injection : 8h38.

Points d'échantillonnage : à la sortie du décanteur n°5 (goulotte centrale).

D.2.2 Courbe de calibration

La Figure D.5 présente la courbe de calibration de la fluorescence de la rhodamine WT à 850 V.

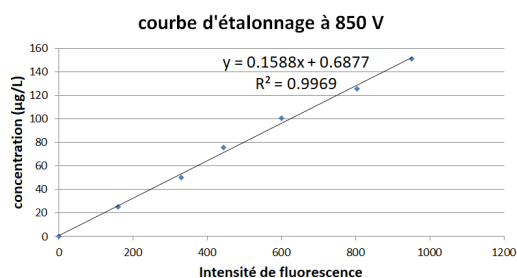


FIGURE D.5 – Courbe de calibration du test traceur du 30 juin 2011.

D.2.3 Résultats

Le débit moyen mesuré aux dégrilleurs lors du test était de 10 000 m³/h (Figure D.6). L'évolution des concentrations de traceur dans le temps au point d'échantillonnage est présentée à la Figure D.7.

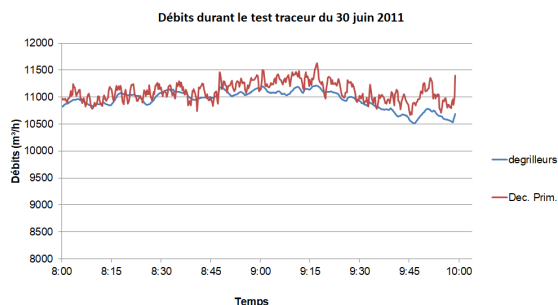


FIGURE D.6 – Débits mesurés aux dégrilleurs et aux décanteurs primaires.

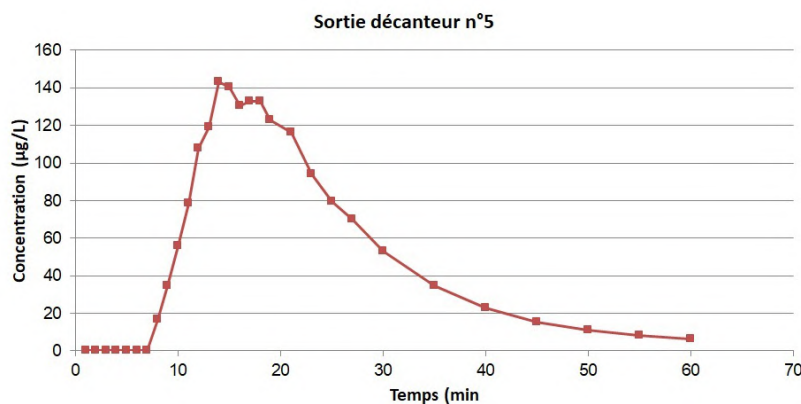


FIGURE D.7 – Évolution des concentrations de traceur au point d'échantillonnage.

Bilan de masse

À la sortie du décanteur primaire n°5, 73% de la masse de traceur injecté est récupérée.

Interprétation des résultats

L'évolution des concentrations en traceur mesurée à la sortie du décanteur n°5 peut être représentée par 7 RCM (Figure D.8).

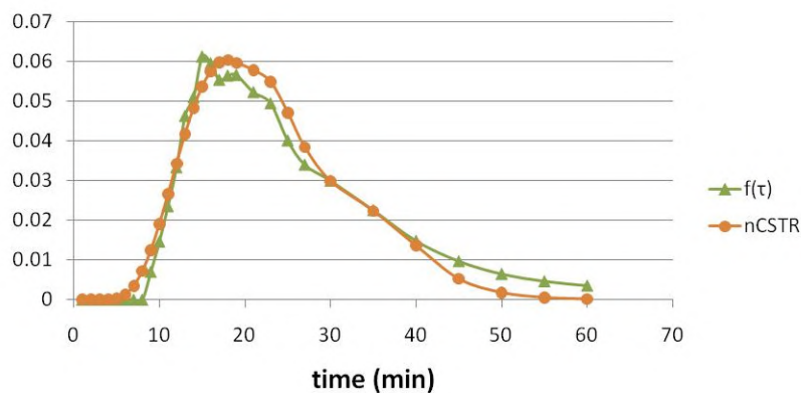


FIGURE D.8 – Représentation par 7 RCM (en orange) de l'évolution des concentrations en traceur à la sortie du décanteur primaire n°5 (en vert).

D.2.4 Remarques complémentaires

On observe qu'en versant le traceur dans le canal d'alimentation du décanteur, le mélange n'est pas suffisant pour emporter tout le traceur. La coloration perdure pendant plusieurs minutes. De plus, le mouvement des écumes participe à la perte de traceur par adsorption sur les parois du canal.

D.3 Test traceur du 11 juillet 2011

D.3.1 Informations pratiques

L'objectif de ce test était de comprendre l'hydraulique au sein d'un décanteur et de tester les points d'injection et d'échantillonnage, notamment les différentes goulottes de sortie des décanteurs. Encore une fois, le décanteur n°5 a été choisi pour réaliser ce test.

Points d'injection : À l'entrée du décanteur n°5, en face de la vanne d'alimentation.

Traceur injecté : 70 g de rhodamine WT.

Heure d'injection : 10h30.

Points d'échantillonnage : à la sortie du décanteur n°5 (goulotte centrale et de droite).

D.3.2 Courbe de calibration

Une courbe de calibration de la fluorescence de la rhodamine WT a été effectuée à 850 V. Comme ce test était très rapproché du dernier et qu'il manquait des points à concentration élevée, les points de la courbe du 30 juin ont été ajoutés à cette courbe (Figure D.9).

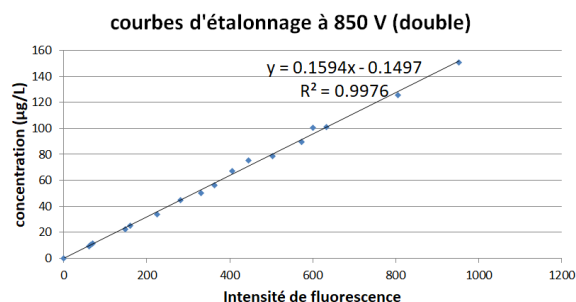


FIGURE D.9 – Courbe de calibration du test traceur du 11 juillet 2011.

D.3.3 Résultats

Le débit moyen mesuré aux dégrilleurs lors du test était de 9 000 m³/h (Figure D.10). L'évolution des concentrations de traceur dans le temps aux points d'échantillonnage est présentée à la Figure D.11. Les différences de concentration en traceur entre les échantillons des deux goulottes de sortie du décanteur ne sont pas significatives.

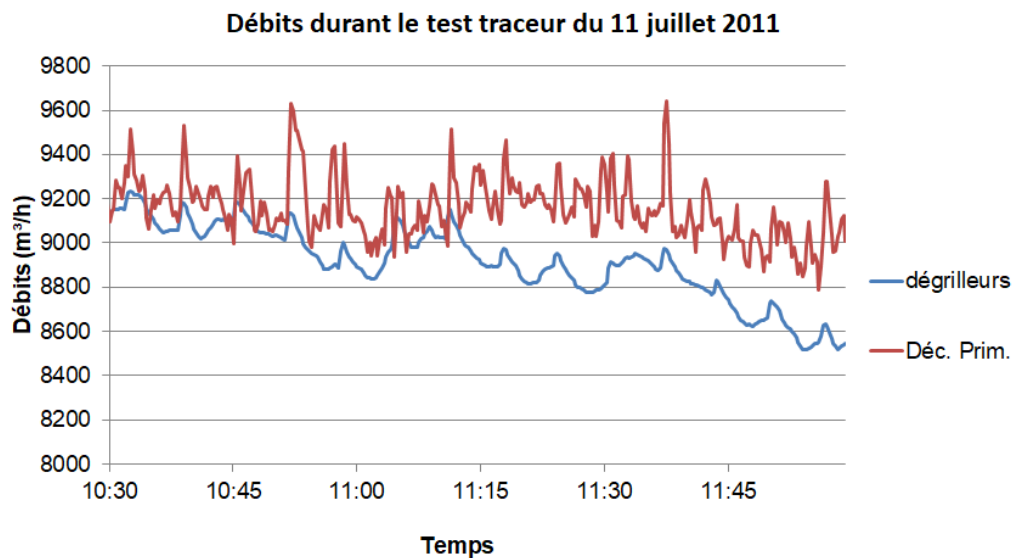


FIGURE D.10 – Débits mesurés aux dégrilleurs et aux décanteurs primaires.

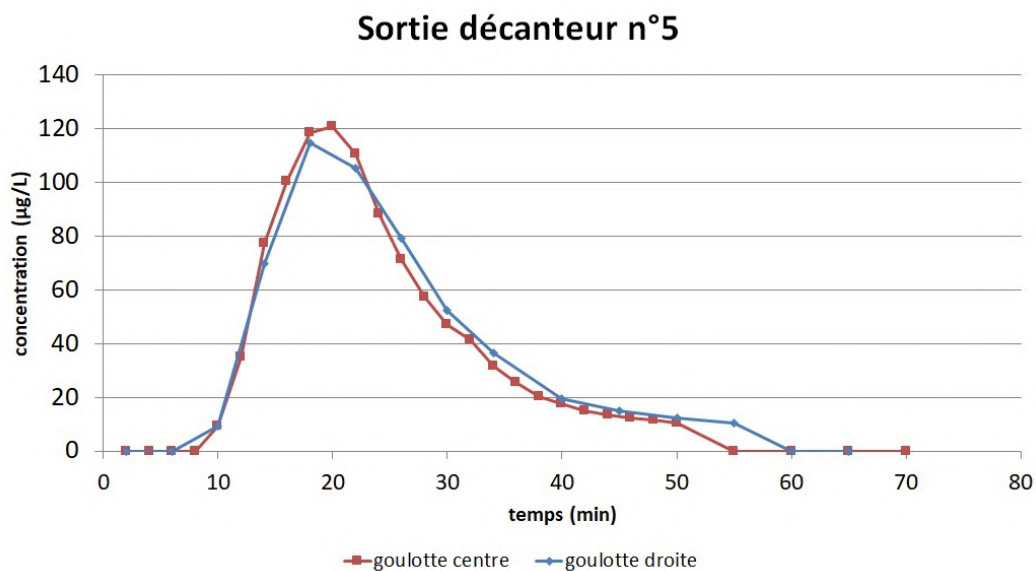


FIGURE D.11 – Distribution des concentrations de traceur au point d'échantillonnage.

Bilan de masse

À la sortie du décanteur primaire n°5, 64% de la masse de traceur injecté est récupérée.

Interprétation des résultats

L'évolution des concentrations en traceur mesurée à la sortie du décanteur n°5 peut être représentée par 7 RCM (Figure D.12).

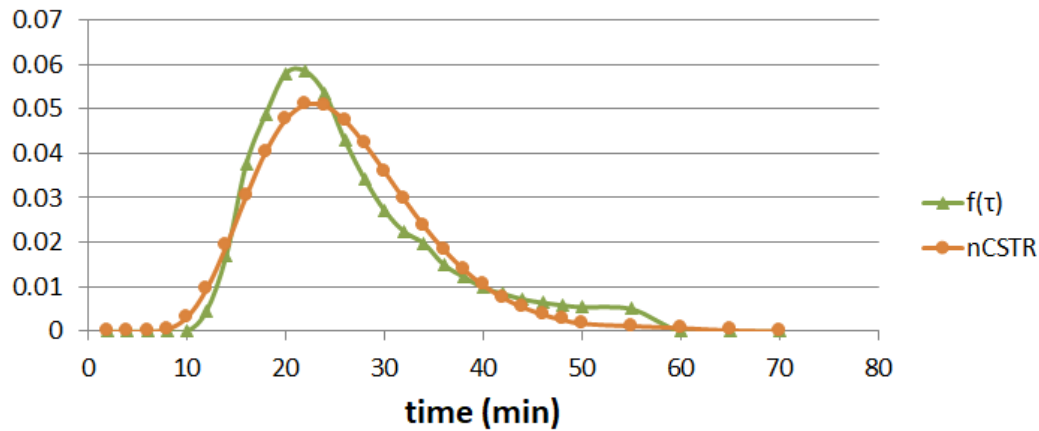


FIGURE D.12 – Représentation par 7 RCM (en orange) de l'évolution des concentrations en traceur à la sortie du décanteur primaire n°5 (en vert).

D.3.4 Remarques complémentaires

Le point d'injection en face des vannes d'alimentation des décanteurs semble plus approprié que le canal d'alimentation. Une importante turbulence à ce niveau assure un bon mélange. Cependant, il semble nécessaire d'utiliser un entonnoir et un tube pour injecter le traceur dans la colonne d'eau au lieu de la surface. En effet, lors de ce test, le traceur a été versé à la surface libre de l'eau, une perte de traceur à ce niveau pourrait contribuer à expliquer la faible valeur du bilan de masse.

La répartition du traceur entre les différentes goulottes de sortie d'un décanteur semble suffisamment bonne. Lors des prochains tests, l'échantillonnage aura uniquement lieu dans la goulotte centrale.

D.4 Test traceur du 22 juillet 2011

D.4.1 Informations pratiques

L'objectif de ce test était de déterminer la répartition de l'alun dans les sept décanteurs, de tester l'hydraulique au sein d'un décanteur et de tester les points d'injection et d'échantillonnage.

Points d'injection : Aux deux points d'injection d'alun dans le canal en épingle, par les trappes au sol.

Traceur injecté : 594 g et 558 g de rhodamine WT ont été injectés dans chaque trappe.

Heure d'injection : 10h30.

Points d'échantillonnage : à l'entrée des décanteurs n°1 et °5 et à la sortie de l'ensemble des décanteurs.

D.4.2 Courbe de calibration

Une courbe de calibration de la fluorescence de la rhodamine WT a été effectuée à 930 V (Figure D.13).

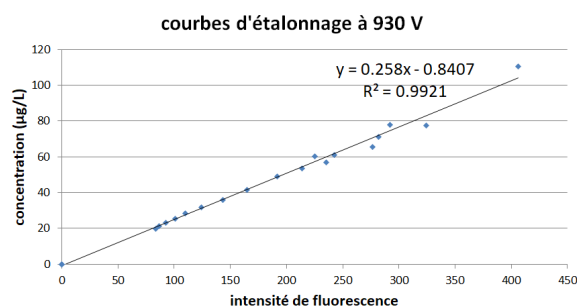


FIGURE D.13 – Courbe de calibration du test traceur du 22 juillet 2011.

D.4.3 Résultats

Le débit moyen mesuré aux dégrilleurs lors du test était de 13 000 m³/h (Figure D.14). L'évolution des concentration de traceur dans le temps aux points d'échantillonnage est présentée à la Figure D.15. Les différences de concentration en traceur dans les échantillons des deux goulottes de sortie du décanteur ne sont pas significatives.

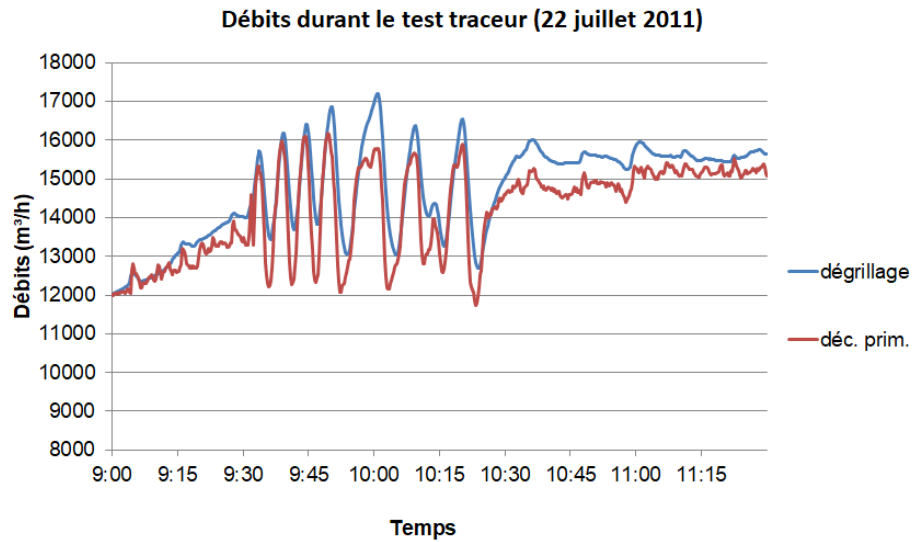


FIGURE D.14 – Débits mesurés aux dégrilleurs et aux décanteurs primaires.

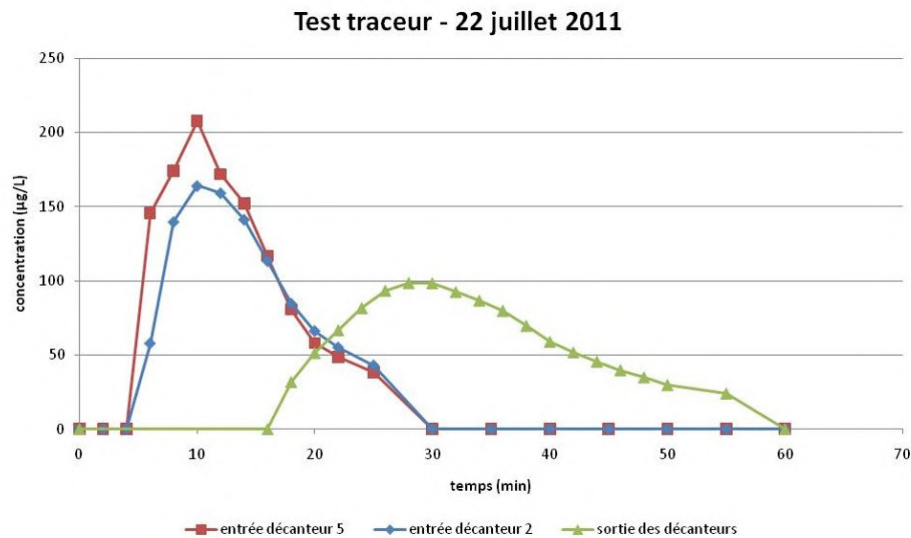


FIGURE D.15 – Distribution des concentrations de traceur aux points d'échantillonnage.

Bilan de masse

À l'entrée du décanteur primaire n°1, 46% de la masse de traceur injecté est récupérée. À la sortie du décanteur primaire n°1, 54% de la masse de traceur injecté est récupérée. À la sortie de l'ensemble des décanteurs, 45% de la masse de traceur injecté est récupérée.

Interprétation des résultats

L'évolution des concentrations en traceur mesurée à la sortie du décanteur n°5 peut être représentée par 11 RCM (Figures D.16c) et par 7 RCM à l'entrée des décanteurs 1 (Figures D.16a) et 5 (Figures D.16b). Ces résultats sont cohérents avec les tests précédents.

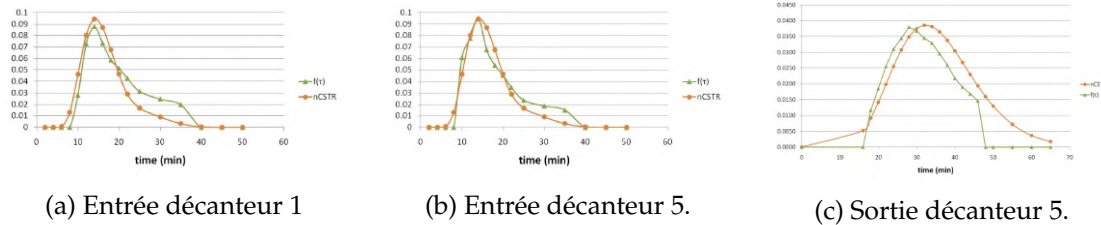


FIGURE D.16 – Représentation par des RCM (en orange) de l'évolution des concentrations en traceur (en vert) à chaque point d'échantillonnage.

D.4.4 Remarques complémentaires

Pour ce test, de la rhodamine WT en pastilles a été utilisée. Les pastilles ont été dissoutes dans de l'eau distillée pour préparer la solution-mère qui a été utilisée pour la courbe de calibration et qui a été injectée dans le système. Malgré toutes les précautions prises lors de la dilution, il est possible que la solution de rhodamine WT injectée ne soit pas tout à fait homogène. Lors du prélèvement du sous-échantillon pour préparer les solutions d'étalonnage, une précaution toute particulière a été prise pour qu'il soit aussi représentatif que possible de l'ensemble de la solution.

L'injection a eu lieu par les trappes dans le sol, au-dessus du canal en épingle, par versement à la surface libre l'eau.

De grandes variations de débits, probablement dues à des interventions opérationnelles, ont eu lieu pendant le test.

La sortie de l'ensemble des décanteurs a été échantillonnée à l'aide d'un échantillonneur automatique qui a été programmé pour effectuer un rinçage avant la prise d'échantillon. Toutefois, il se peut qu'un restant de liquide dans les tuyaux ait contaminé les échantillons.

Toutes ces raisons peuvent participer à expliquer les très faibles bilans de masse obtenus.

Une différence entre l'évolution des concentrations en traceur à l'entrée du décanteur 1 et 5 est observée. Cette différence est toutefois relativement faible. On considérera que l'alun est suffisamment bien réparti parmi les 7 décanteurs primaires et que ceux-ci présenteront un comportement similaire lorsque l'alun est ajouté dans les deux points d'injection situés dans le canal en épingle.

D.5 Test traceur du 23 septembre 2011

D.5.1 Informations pratiques

L'objectif de ce test était de déterminer la répartition des débits au sein des 7 unités de décantation primaire.

Points d'injection : À l'entrée de chaque décanteur, devant la vanne d'alimentation.

Traceur injecté : 200 g de rhodamine WT ont été injectés dans chaque décanteur.

Heure d'injection : 9h26.

Points d'échantillonnage : Les points d'échantillonnage, représentés sur la Figure D.17, sont situés :

- à la sortie de chaque décanteur primaire (points D1 à D7)
- à la sortie de l'ensemble des décanteurs (point O).

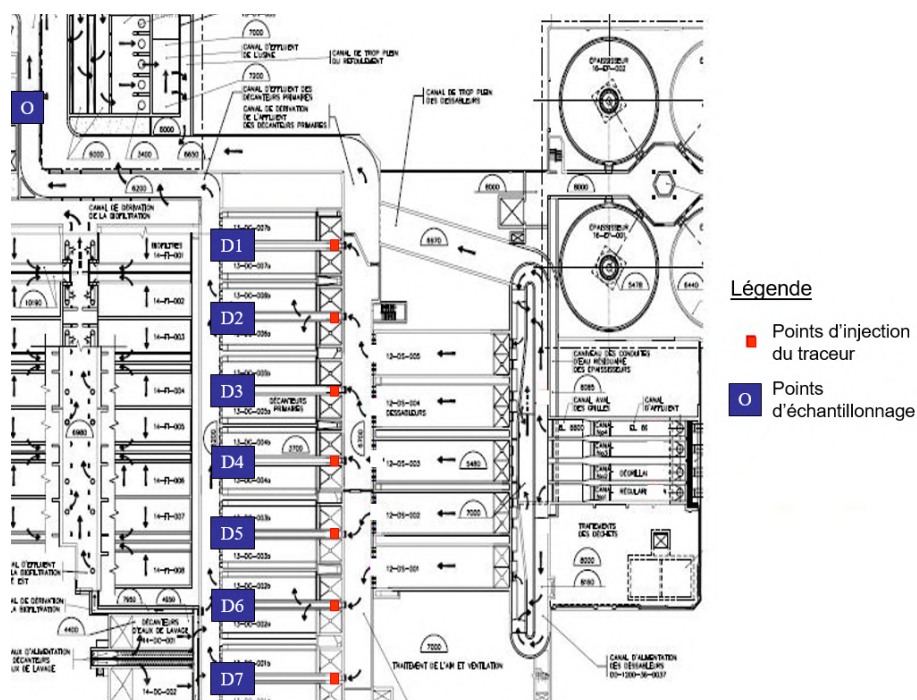


FIGURE D.17 – Points d'injection du traceur et points d'échantillonnage lors du test traceur du 29 octobre 2011 à la StaRRE Est de la Ville de Québec.

D.5.2 Courbes de calibration

Dû au grand nombre d'échantillons recueillis, il a été difficile d'identifier l'échantillon le plus concentré en traceur pour choisir le voltage approprié pour effectuer les mesures. Après un certain nombre de mesure à 775 V, certains échantillons plus concentrés ont présenté une saturation nécessitant de diminuer le voltage d'excitation du fluorimètre à 750 V pour les analyser. Pour détecter les concentrations plus faibles en début et fin d'échantillonnage, des

lectures à 980 V ont également été effectuées. Les trois courbes de calibration utilisées pour ce test sont présentées à la Figure D.18. Les courbes de calibration ont été réalisées avec de l'eau brute prélevée à l'entrée des décanteurs avant l'injection du traceur.

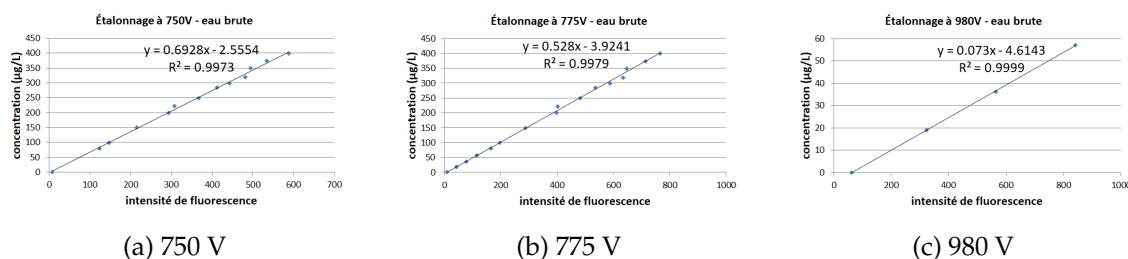


FIGURE D.18 – Courbes de calibration préparées à différents voltages pour le test traceur du 23 septembre 2011.

D.5.3 Résultats

Le test a été réalisé en dehors de la période estivale pendant laquelle des règles strictes doivent être respectées pour les déversements des eaux usées en temps de pluie. Ainsi, il a été possible d'accumuler de l'eau dans les bassins de rétention la veille du test. Ce volume d'eau a permis de maintenir un débit moyen d'environ 10 000 m³/h à l'entrée de la StaRRE (Figure D.19).

L'évolution des concentrations de traceur dans le temps aux points d'échantillonnage est présentée à la Figure D.20.

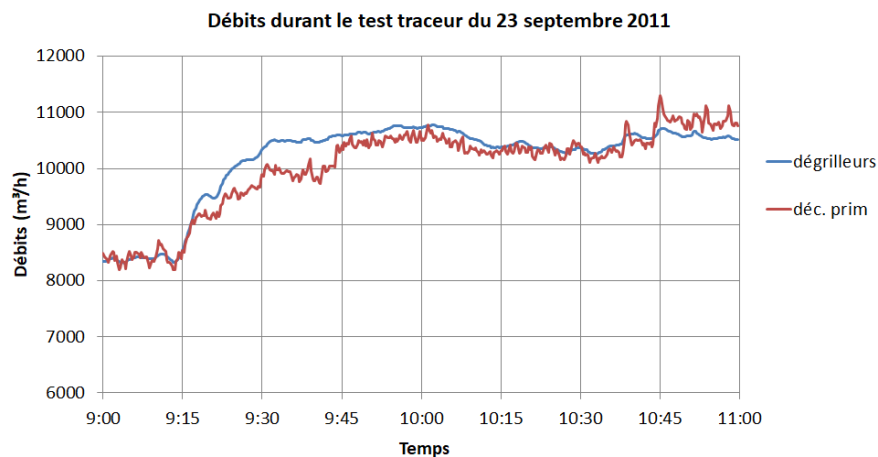


FIGURE D.19 – Débits mesurés aux dégrilleurs et aux décanteurs primaires.

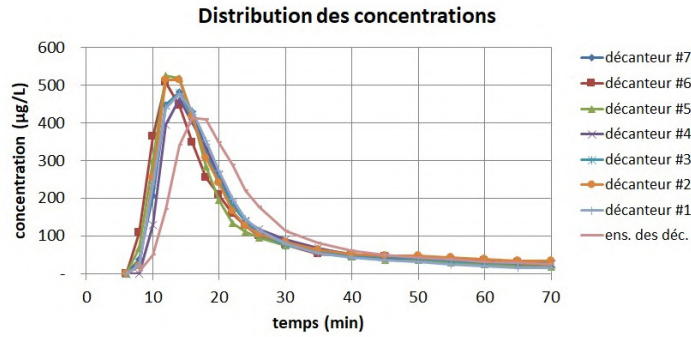


FIGURE D.20 – Distribution des concentrations de traceur aux points d'échantillonnage.

Interprétation des résultats

L'évolution des concentrations de toutes les unités de décantation primaire (Figure D.20) présente une assez grande similitude pour permettre de conclure que la configuration de la StaRRE induit une bonne répartition des débits parmi les sept unités de décantation.

En cohérence avec les tests précédents, l'hydraulique des décanteurs primaires peut être représentée par 7 RCM (Figure D.21a à D.21g). La Figure D.21h montre que l'évolution des concentrations de rhodamine mesurées au niveau de la sonde de turbidité en sortie des décanteurs primaires peut être représentée par 8 RCM, le canal de sortie qui rassemble les effluents des sept unités de décantation peut donc être représenté par un RCM de 795 m³.

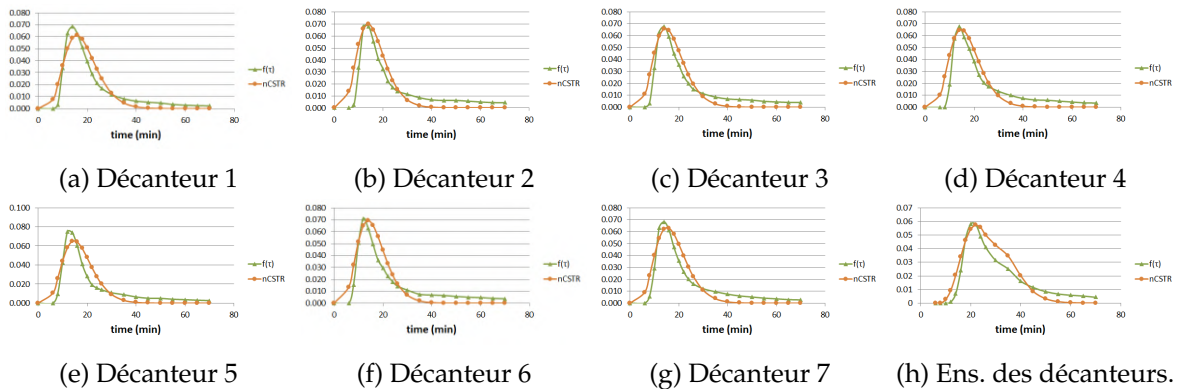


FIGURE D.21 – Représentation par des RCM (en orange) de l'évolution des concentrations de traceurs (en vert) aux différents points d'échantillonnage.

Bilan de masse

En considérant une distribution du débit mesuré à l'entrée de la StaRRE égale parmi les décanteurs, entre 81 et 89% de la rhodamine injectée est récupérée à la sortie de chaque décanteur primaire. À la sortie de l'ensemble des décanteurs, 84% de la rhodamine injectée est récupérée.

D.6 Test traceur du 29 octobre 2015

D.6.1 Informations pratiques

L'objectif de ce test était d'étudier la possibilité d'injecter de l'alun du côté gauche du canal en épingle (côté des dessableurs n°1 et n°2), lors des événements pluvieux entraînant une dérivation en amont des décanteurs primaires, la vanne de dérivation se trouvant du côté droit lorsqu'on suit la ligne d'eau (à proximité de l'entrée du décanteur n°7).

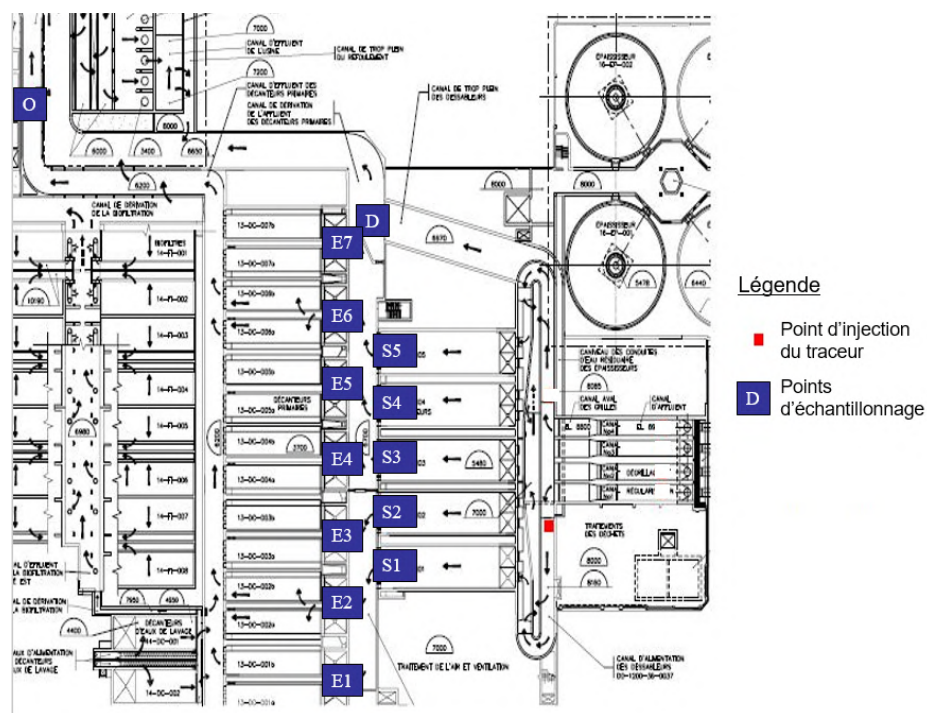
Points d'injection : Au point d'injection d'alun du côté gauche (Figure D.22).

Traceur injecté : 1350 g de rhodamine WT.

Heure d'injection : 8h45.

Points d'échantillonnage : Les points d'échantillonnage, représentés sur la Figure D.22, sont situés :

- à la sortie des 5 dessableurs (points S1 à S5)
- à l'entrée des 7 décanteurs primaires (points E1 à E7)
- à la dérivation en amont des décanteurs primaires (point D)
- au bout du canal de sortie de l'ensemble des décanteurs primaires (point O)



D.6.2 Courbes de calibration

Deux courbes de calibration de la fluorescence de la rhodamine WT ont été réalisées à 700 V et 1000 V (Figure D.23) pour pouvoir mesurer les concentrations les plus faibles en début et en fin d'échantillonnage. Les courbes de calibration ont été réalisées avec de l'eau brute prélevée à l'entrée des décanteurs avant l'injection du traceur.

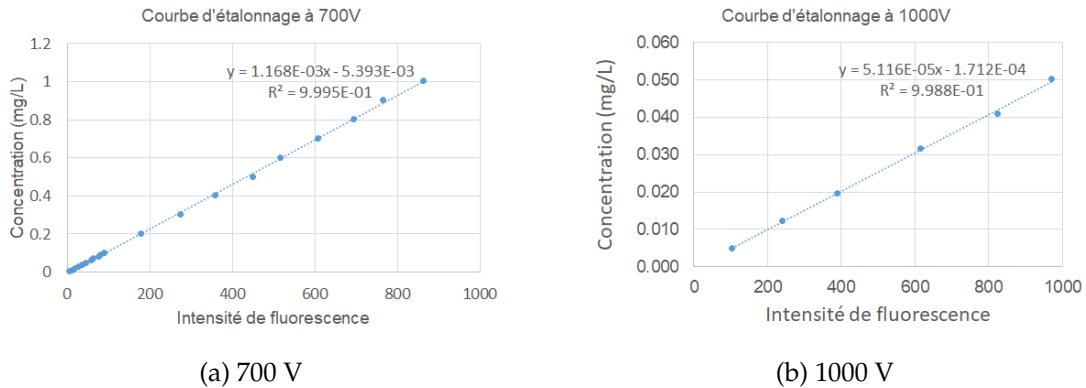


FIGURE D.23 – Courbes de calibration préparées à différents voltages pour le test traceur du 29 octobre 2015.

D.6.3 Résultats

Le débit moyen mesuré aux dégrilleurs lors du test était de 23 000 m³/h, dont environ 15 600 m³/h ont été traités par les décanteurs primaires, le reste étant dérivé à l'amont des décanteurs primaires (Figure D.24). L'évolution des concentrations de traceur dans le temps aux points d'échantillonnage est présentée à la Figure D.25.

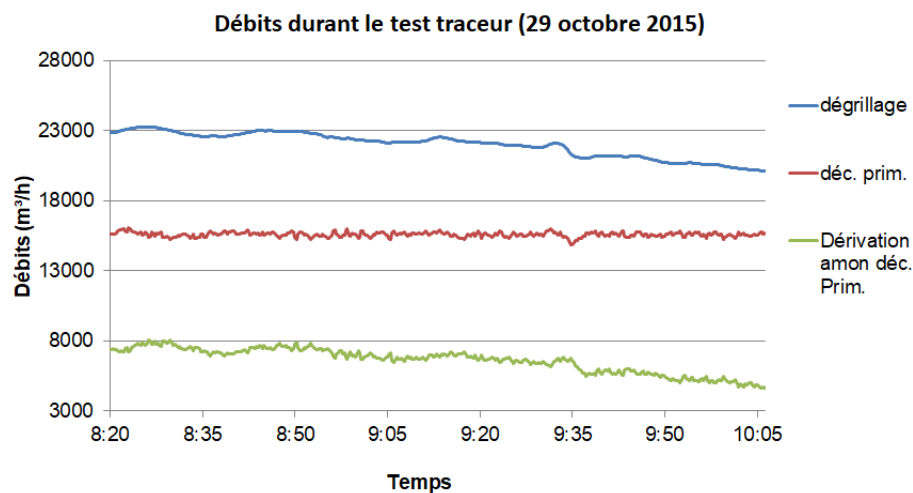


FIGURE D.24 – Débits mesurés aux dégrilleurs et aux décanteurs primaires.

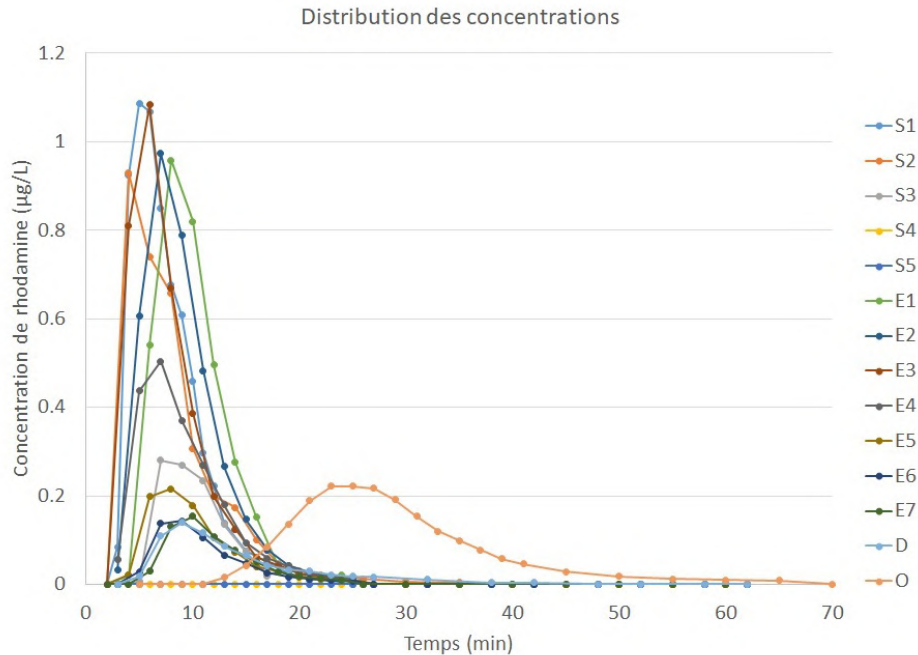


FIGURE D.25 – Distribution des concentrations de traceur aux points d'échantillonnage.

Bilan de masse

D'après l'évolution des concentrations de rhodamine aux points d'échantillonnage, environ 12% du traceur est retrouvé au niveau de la dérivation en amont des décanteurs primaires (point d'échantillonnage D). 82% du traceur est mesuré à la sortie de l'ensemble des décanteurs primaires. On peut donc considérer que globalement 94% du traceur a été récupéré.

Interprétation des résultats

Les résultats montrent que l'eau passant du côté gauche du canal en épingle (où a eu lieu l'injection du traceur), se distribue entre les dessableurs numéro 1 (44%), 2 (41%) et 3 (14%). Les pourcentages sont calculés en faisant l'hypothèse que les cinq dessableurs traitent des débits égaux. Aucune présence de traceur n'est mesurée à la sortie des dessableurs 4 et 5.

À la sortie des dessableurs, on retrouve du traceur à l'entrée des sept décanteurs primaires et au niveau de la vanne de dérivation qui évacue le surplus de débit qui ne peut être traité par les décanteurs primaires.

Annexe E

Redondance de capteurs

Dans l'objectif de tester la possibilité d'utiliser des capteurs redondants pour la détection de fautes, deux capteurs de turbidité Solitax[®] ont été installés au même emplacement, soit à l'entrée des décanteurs primaires de la StaRRE Est de la Ville de Québec (Figure E.1).



FIGURE E.1 – Installation de capteurs redondants.

Malgré la proximité des capteurs et la similarité des conditions dans lesquelles ils étaient installés, les signaux des deux capteurs de turbidité présentaient des différences (Figure E.2). On observe aussi que le signal du turbidimètre 1 était plus bruité.

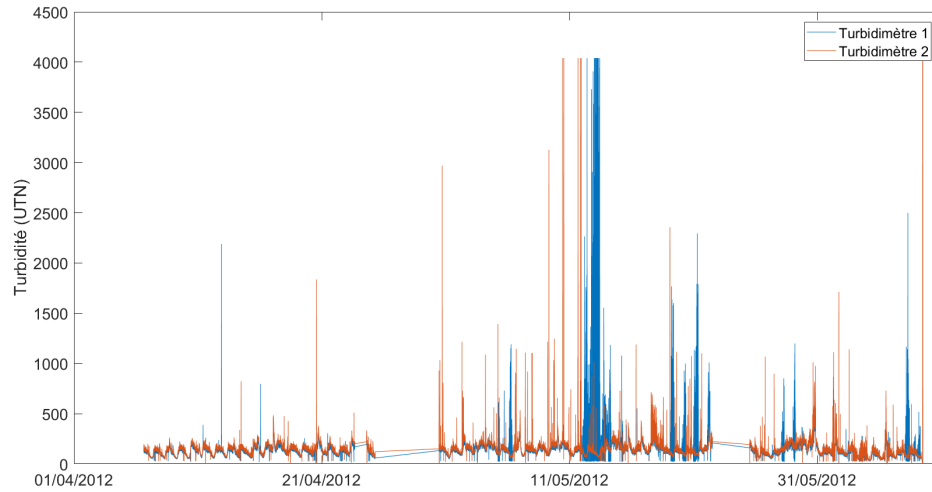
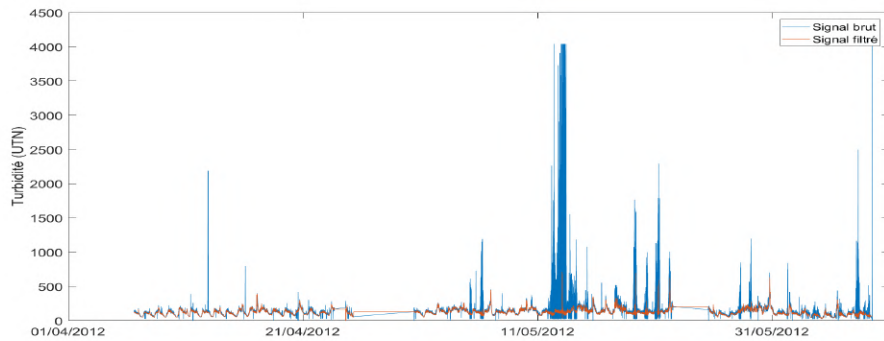
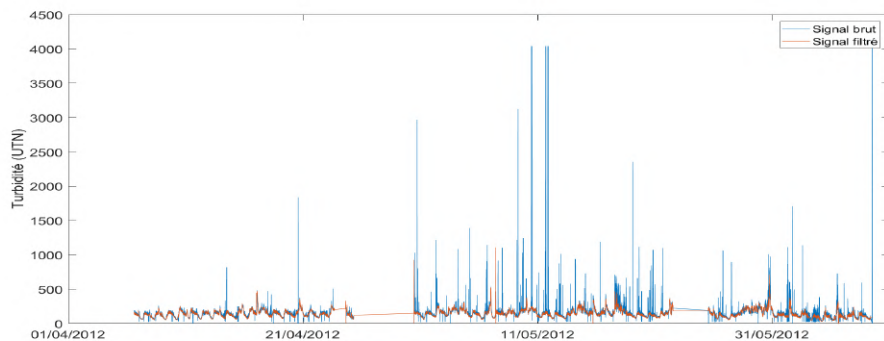


FIGURE E.2 – Signaux bruts des deux sondes de turbidité.

La filtration des signaux par la méthode du modèle autorégressif proposé par *Alferes et al. (2013b)* a permis de retirer une partie du bruit (Figure E.3).



(a) Turbidimètre 1



(b) Turbidimètre 2

FIGURE E.3 – Signaux de turbidité filtrés (UTN)

Pour évaluer le biais entre les deux signaux, les capteurs de turbidité nettoyés ont été plongés dans des solutions standards de formazine à 200 UTN et 800 UTN, ainsi que dans de l’eau distillée. La mesure a été effectuée pendant 5 min (Figure E.4). La moyenne sur les 5 min du signal mesuré est présentée dans le Tableau E.1. La correction du signal en UTN a été effectuée (Figure E.5).

TABLEAU E.1 – Valeur moyenne de turbidité mesurée dans les solutions standards.

Turbidité de la solution standard de formazine (UTN)	Valeur moyenne mesurée par le Turbidimètre 1 (UTN)	Valeur moyenne mesurée par le Turbidimètre 2 (UTN)
0	0.295	0.316
200	206	228
800	786	880

La sonde 1 présente 2% (à 200 UTN) et 1% (à 800 UTN) d’écart avec la valeur de la solution standard. La sonde 2 présente 14% (à 200 UTN) et 10% (à 800 UTN) d’écart avec la valeur de la solution standard.

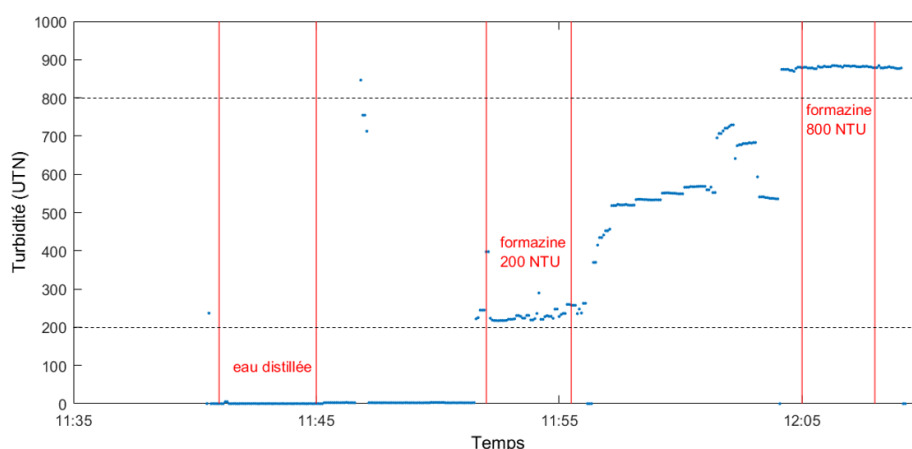
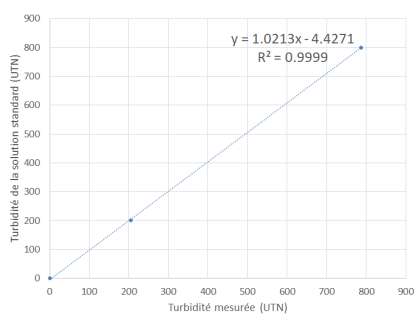
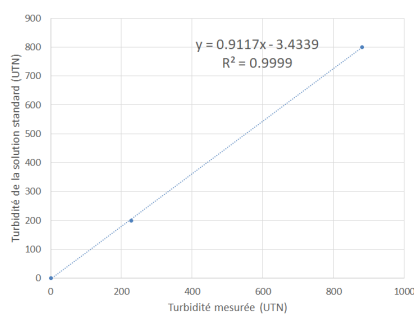


FIGURE E.4 – Mesure de turbidité dans des solutions standards de formazine du Turbidimètre 2.



(a) Turbidimètre 1



(b) Turbidimètre 2

FIGURE E.5 – Calibration des sondes de turbidité en UTN

Pour calibrer les sondes de turbidité en concentration de MeS, des échantillons ponctuels ("grab") ont été prélevés à l'aide d'un échantillonneur automatique toutes les heures pendant 24h. Une moyenne des signaux de turbidité a été calculée sur 2 min autour de l'heure du prélèvement de l'échantillon pour tracer les courbes de calibration de chaque turbidimètre (Figure E.6).

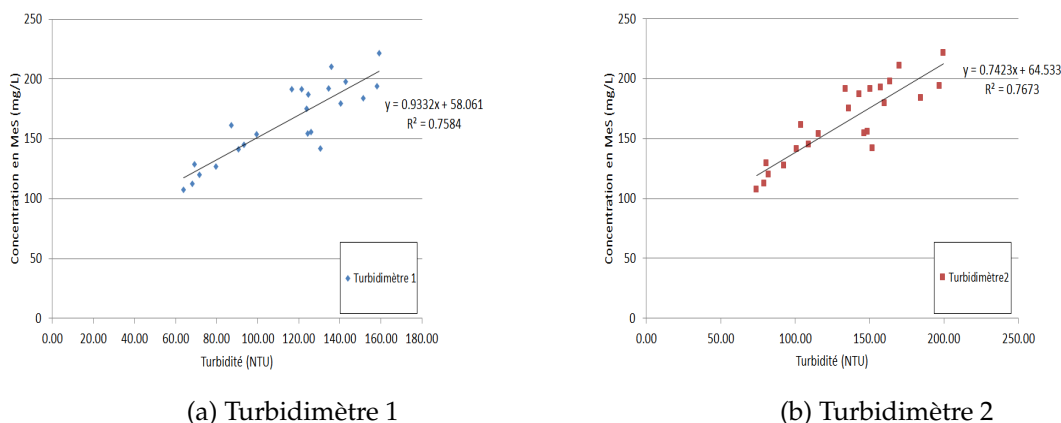


FIGURE E.6 – Calibration des turbidimètres en concentration de MeS

Les signaux calibrés des deux sondes de turbidité sont présentés à la Figure E.7.

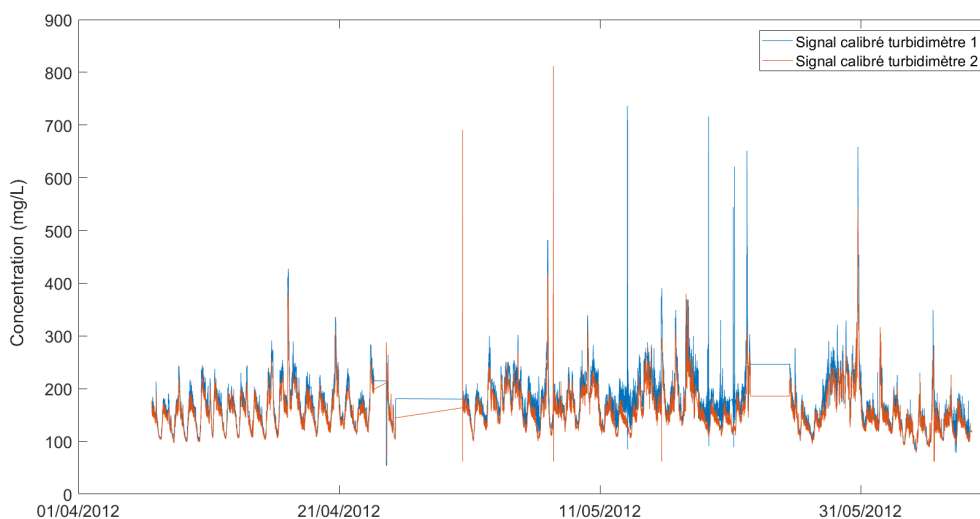


FIGURE E.7 – Signaux calibrés en MeS des deux sondes de turbidité.

La comparaison des signaux calibrés avec les mesures de concentration en MeS (Figure E.8) montre un léger biais entre les deux signaux. Une différence moyenne de 14 mg/L, soit environ 8% de la concentration moyenne, subsiste.

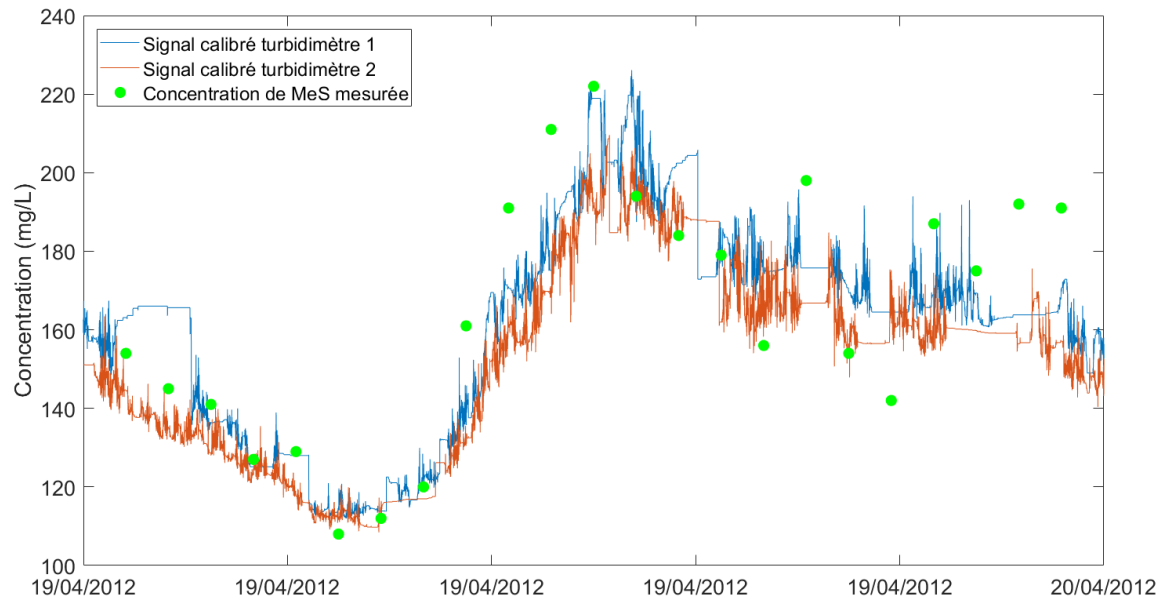


FIGURE E.8 – Comparaison des signaux calibrés en MeS des deux sondes de turbidité avec les mesures de MeS effectuées en laboratoire.

Le signal du turbidimètre 2, qui était le moins bruité des deux, a été utilisé pour la calibration du modèle intégré présenté au Chapitre 4.

Annexe F

Contributions scientifiques

Une liste des publications, présentations orales, posters et autres contributions de l’auteure en lien avec cette thèse est présentée ici.

F.1 Publications

Tik S. et Vanrolleghem P.A. (2012) Gestion des eaux usées en temps de pluie : de l’alun en périodes critiques à la Ville de Québec. *Vecteur Environnement*, 45(4), 32-33.

Tik S., Maruéjols T., Bachis G., Vallet B., Lessard P. et Vanrolleghem P. A. (2014) Using particle settling velocity distributions to better model the fate of stormwater TSS throughout the integrated urban wastewater system. *Influents (Hiver 2014)*, 48-52.

Tik S., Maruéjols T., Lessard P. et Vanrolleghem P. A. (2015) Gestion optimale de la vidange des bassins de rétention en réseau unitaire à l’aide d’un modèle intégré. *La Houille Blanche*, 3 :44-50.

Tik S. et Vanrolleghem P. A. (2017) Chemically enhancing primary clarifiers : Model-based development of a dosing controller and full-scale implementation. *Water Science & Technology*, 75(5) :1185-1193.

F.2 Présentations orales

Avec publication de proceedings

Tik, S., Langlois, S. et Vanrolleghem, P. A. (2013) Establishment of control strategies for chemically enhanced primary treatment based on online turbidity data. Dans : *Proceedings of the 11th IWA Conference on Instrumentation, Control and Automation (ICA2013)*. Narbonne, France, 18-20 septembre 2013.

Tik, S., Maruéjols, T., Lessard, P. et Vanrolleghem, P. A. (2014) Optimising wastewater management during wet weather using an integrated model. Dans : *Proceedings of the 13th IAHR/IWA International Conference on Urban Drainage (ICUD2014)*. Kuching, Sarawak, Malaisie, 7-12 septembre 2014.

Tik S., Maruéjols T., Lessard P. and Vanrolleghem P. A. (2015) Water quality-based control evaluation by means of an integrated urban wastewater model. Dans : *Proceedings of the 10th International Conference on Urban Drainage Modelling (UDM2015)*. Mont-Sainte-Anne, Québec, Canada, 20-23 septembre 2015.

Tik S., Maruéjols T., Lessard T. et Vanrolleghem P. A. (2016) Estimating and minimizing both CSO and WRRF discharge impact by water quality based control. Dans : *Proceedings of the WEF Collection Systems Conference*. Atlanta, Georgie, États-Unis, 1-4 mai 2016.

Tik S., Bachis G., Maruéjols T., Charette S., Lessard P. et Vanrolleghem P. A. (2016) A CEPT model based on particle settling velocity distributions. Dans : *Proceedings of the IWA Specialist conference on Advances in Particle Science and Separation : Meeting tomorrow's challenges*. Oslo, Norvège, 22-24 juin 2016.

Tik S. et Vanrolleghem P. A. (2016) Chemically enhancing primary clarifiers : model-based development of a dosing controller and full-scale implementation. Dans : *Proceedings of the IWA Specialist conference on Advances in Particle Science and Separation : Meeting tomorrow's challenges*. Oslo, Norvège, 22-24 juin 2016.

Tik, S. et Vanrolleghem, P. A. (2016) A turbidity-based CEPT controller for primary clarifiers : Model-based development and full-scale implementation. Dans : *Proceedings 89th Annual WEF Technical Exhibition and Conference (WEFTEC2016)*. New Orleans, Louisiane, États-Unis, 24-28 septembre 2016.

Sans publication de proceedings

Tik, S., Langlois, S. et Vanrolleghem, P. A. (2012) Modélisation et contrôle en temps réel d'un système d'amélioration de la décantation primaire par traitement chimique ponctuel. Présentation orale au : *35^e Symposium des Eaux Usées*. Laval, Québec, Canada, 23-24 octobre 2012.

Tik S., Alferes, J., Lessard P. et Vanrolleghem P. A. (2013) Practical use of online sewage turbidity to develop control strategies in an integrated modelling framework. Présentation orale au : 20th European Junior Scientist Workshop on Sewer Systems and Processes (EJSW2013). Graz, Autriche, 9-12 avril 2013.

Tik, S., Alferes, J. et Vanrolleghem, P. A. (2013) Water quality measurements and data quality evaluation. Présentation orale au : 8^e atelier international sur la gestion en temps réel des réseaux d'assainissement de la 8^e conférence internationale sur les stratégies et solutions pour une gestion durable de l'eau dans la ville (Novatech2013). Lyon, France, 23-27 juin 2013.

Tik, S., Maruéjols, T., Lessard, P. et Vanrolleghem, P. A. (2014) Gestion optimale de la vidange des bassins de rétention en réseau unitaire à l'aide d'un modèle intégré. Présentation orale au : Colloque SHF : "Optimisation de la gestion des systèmes d'assainissement pour la protection des milieux aquatiques". Bordeaux, France, 19-20 mars 2014.

Tik S. et Vanrolleghem P. A. (2016) Implantation d'un contrôleur d'injection d'alun à la décantation primaire basé sur la qualité des eaux. Présentation orale au : Salon des technologies environnementales du Québec. Québec, Québec, Canada, 15-16 mars 2016.

F.3 Posters

Tik, S., Bachis, G. et Vanrolleghem, P. A. (2012) Modelling and control of a full-scale chemically enhanced primary treatment. Poster présenté à : *Advances in Particle Separation – Science, Technologies, Practice*. Berlin, Allemagne, 18-20 juin 2012.

Tik, S. et Vanrolleghem, P. A. (2012) Modélisation et contrôle en temps réel d'un traitement physico-chimique à l'échelle réelle. Poster présenté au : 27^e Congrès régional de l'ACQE de l'Est du Canada. Sherbrooke, Québec, Canada, 26 octobre 2012.

F.4 Autres contributions

Alferes J., Tik S. Copp J. et Vanrolleghem P. A. (2013) Advanced monitoring of water systems using in situ measurement stations : Data validation and fault detection. *Water Science & Technology*, 68(5), 1022-1030.

Alferes J., Lynggaard-Jensen A., Munk-Nielsen T., Tik S., Vezzaro L., Sharma K., Mikkelsen P. S. et Vanrolleghem, P. A. (2013) Validating data quality during wet weather monitoring of wastewater treatment influents. Dans : *Proceedings of the 86th Annual WEF Technical Exhibition and Conference (WEFTEC2013)*. Chicago, Illinois, États-Unis, 5-9 octobre 2013.

Bachis, G., Maruéjols, T., Tik, S., Amerlinck, Y., Melcer, H., Nopens, I., Lessard, P. et Vanrolleghem, P. A. (2014) Modelling and characterisation of primary settlers in view of whole plant and resource recovery modelling. Dans : *Proceedings 4th IWA/WEF Wastewater Treatment Modelling Seminar (WWTmod2014)*. Spa, Belgique, 30 mars - 2 avril 2014.

Vanrolleghem, P. A., Benedetti, L., Lamaire Chad, C. et Tik, S. (2014) Evaluation of wet weather operation alternatives using innovative WRRF models. Dans : *Proceedings of the 87th Annual WEF Technical Exhibition and Conference (WEFTEC2014)*. New Orleans, Louisiane, États-Unis, 27 septembre - 1^{er} octobre 2014.

Bachis G., Maruéjols T., Tik S., Amerlinck Y., Nopens I., Lessard P. et Vanrolleghem P. A. (2015) Modelling and characterisation of primary settlers in view of whole plant and resource recovery modelling. *Water Science & Technology*, 72(12) :2251-2261.

Ledergerber, J., Maruéjols, T., Aaron, C., Alferes, J., Plana, Q., Tik, S. et Vanrolleghem, P. A. (2017) Validation of an online water quality monitoring methodology for sewer systems of mid-size cities. Dans : *Proceedings 23rd European Junior Scientist Workshop (EJSW2017) - Monitoring Urban Drainage Systems*. Chichilianne, France, 15-20 mai 2017.

Guo, L., Tik, S., Ledergerber, J., Santoro, D., Elbeshbishy, E. et Vanrolleghem, P. A. (2018) Conceptualizing the sewage collection system for integrated sewer-WWTP modelling and optimization. Dans : *Proceedings 11th International Conference on Urban Drainage Modelling (UDM2018)*. Palermo, Italie, 23-26 septembre 2018.

Guo, L., Scott, Z., Walton, J., Tik, S., Sharmae, K., Yuan, Z., Vanrolleghem, P. A., Boiocchia, R., Elbeshbishy, E. et Santoro, D. (2018) Model-based management and control of the bioreactions in a collection system. In : *Proceedings 91st Annual WEF Technical Exhibition and Conference (WEFTEC2018)*. New Orleans, Louisiane, États-Unis, 29 septembre - October 3 octobre 2018.

Vanrolleghem, P. A., Tik, S. et Lessard, P. (2018). Advances in modelling particle transport in urban storm- and wastewater systems. Dans : *Proceedings of the 11th International Conference on Urban Drainage Modelling (UDM2018)*. Palermo, Italie, 23-26 septembre 2018.

Guo, L., Tik, S., Ledergerber, J. M., Santoro, D., Elbeshbishy, E. et Vanrolleghem, P. A. (2019). Conceptualizing the sewage collection system for integrated sewer-wwtp modelling and optimization. *Journal of Hydrology*, 573 :710 – 716.

Ledergerber, J. M., Tik, S., Maruéjols, T. et Vanrolleghem, P. A. (2019). A validated conceptual sewer water quality model based on particle settling velocity distribution. Dans : *Proceedings of the 9th IWA International Conference on Sewer Processes and Networks (SPN9)*. Aalborg, Danemark, 26-30 août 2019.