



AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr

LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>

Traitement en ligne des eaux pluviales en zone urbaine dense

THESE

Soutenue le mardi 22 juillet 2014

Pour l'obtention du

Doctorat de l'Université de Lorraine

(Spécialité Génie des Procédés et des Produits)

Par

Amine BOUARAB

Composition du jury

Rapporteurs :

Frédérique LARRARTE
Jean-Luc BERTRAND-KRAJEWSKI

Examineurs :

Julien LAURENT
Sandrine SOURISSEAU
Olivier POTIER
Marie-Noëlle PONS

Invités :

Rémy CLAVERIE
Philippe BATTAGLIA
Laurent MONNIER

A ma mère pour tout ce qu'elle a enduré

A mon père qui est parti très tôt, mais qui m'inspire toujours

A ma fille Miléna

Remerciements

Cette thèse a été réalisée au sein du Laboratoire Réactions et Génie des Procédés (LRGP) dans l'équipe Sols et Eaux, sous la direction de Marie-Noëlle PONS et Olivier POTIER, dans le cadre d'une convention CIFRE avec Veolia Environnement Recherche et Innovation (VERI). Les travaux de thèse ont été menés en collaboration avec le Groupement pour l'Evaluation des Mesures en Continu dans les Eaux et en Assainissement (GEMCEA) et la Communauté Urbaine du Grand Nancy.

J'exprime toute ma gratitude à Marie-Noëlle PONS et Olivier POTIER pour la qualité de leur encadrement, leur professionnalisme et la confiance qu'ils m'ont accordée tout au long de période de thèse.

Je tiens à remercier mes tuteurs industriels notamment Sandrine SOURISSEAU, Isabelle BAUDIN-BIZIEN, Mohammed MOURAD et Laurent MONNIER pour m'avoir suivi, encadré et pour leur présence à mes côtés.

Je remercie le directeur du GEMCEA Rémy CLAVERIE pour les moyens qui a mis à ma disposition pour le bon déroulement de travail, mais également Xavier FRANCE pour sa disponibilité, ses interventions dans les différentes étapes de travail, ainsi que pour sa sympathie et sa contribution notamment dans la partie expérimentale de travail.

Je remercie les membres du jury pour avoir examiné mon travail et pour leurs remarques et conseils.

Merci à Hélène POIROT et à Steve PONTVIANNE pour leur aide et la qualité de leur travail.

Je tiens à remercier Elise pour son aide dans la partie traitement physico-chimique et l'utilisation des produits bio-ressourcés.

Merci aux doctorants du LRGP, notamment l'équipe Sol et Eaux pour l'ambiance et les bons moments passés ensemble, sans oublier Sofiane ARAB et Mélina CHRISTODOULOU.

Je remercie mes frères et sœurs pour leur soutien et leur disponibilité le long de mon cursus.

Je remercie toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Résumé

Les travaux décrits dans le présent rapport concernent l'étude d'un ouvrage de traitement en ligne des eaux pluviales issues d'un bassin versant fortement urbanisé. L'ouvrage Charles Keller, d'une capacité de 7000 m³, est conçu pour traiter les eaux pluviales issues du bassin versant de Boudonville, situé dans la Communauté Urbaine du Grand Nancy. L'ouvrage est installé à l'exutoire de bassin versant en aval d'autres ouvrages de stockage temporaires. Les eaux traitées par l'ouvrage Charles Keller sont ensuite renvoyées vers la Meurthe et les boues produites sont traitées au niveau de la station d'épuration du Grand Nancy à Maxéville.

La stratégie adoptée dans ce travail a permis de d'aborder l'ouvrage sous plusieurs angles :

- d'abord l'étude de l'ouvrage seul en se focalisant sur l'ensemble de ses composantes unitaires (dessableurs, chambre d'injection des réactifs, réacteurs et décanteurs) : cela a été fait en installant des appareils de mesure en ligne pour suivre l'évolution des paramètres de pollution durant le fonctionnement de l'ouvrage et de compléter avec des bilans hors ligne.
- la partie physico-chimique (non opérationnelle jusqu'à présent) a fait l'objet de plusieurs campagnes d'analyse à travers les essais en Jar test effectués au laboratoire sur des eaux issues du bassin versant de Boudonville dont les caractéristiques couvrent toute la gamme que l'ouvrage Charles Keller peut traiter.
- ensuite l'ouvrage a été resitué dans l'ensemble du système de gestion des eaux pluviales (bassin versant - ouvrage Charles Keller - station d'épuration) et son fonctionnement simulé. Plusieurs configurations ont été testées pour reproduire les conditions réelles de fonctionnement de l'ouvrage. Ne disposant pas d'un modèle dynamique de la station d'épuration de Maxéville, c'est le modèle d'une station plus classique (modèle BSM2) qui a été utilisé pour tester l'effet d'un ouvrage tel que le bassin Keller sur la qualité des eaux rejetées dans le milieu naturel.

Les résultats obtenus ont montré d'abord la complexité de faire fonctionner dans la pratique un tel ouvrage, notamment avec sa partie coagulation / floculation mais a fait également ressortir des défauts de conception (présence d'un canal à volume important dans lequel une sédimentation importante se produit, nécessité de maintenir l'ouvrage en eau entre les événements pour le bon état du béton, nécessité de vidange régulière de cette eau vers la station d'épuration).

Par ailleurs, les simulations ont montré l'intérêt que pourrait avoir un tel ouvrage pour limiter les rejets d'eaux pluviales vers le milieu naturel et limiter le nombre de rejets hors normes.

Abstract

An online urban storm-water treatment system has been studied in this work. This system is able to treat the runoff from a highly impervious watershed (Boudonville) in Greater Nancy (North-East of France). It has a capacity of 7000 cubic meters. Some storage tanks are existing in the watershed. The treated water is discharged into the Meurthe River, while the sludge is treated in the Greater Nancy wastewater treatment plant in Maxéville.

The strategy adopted in this work allowed for the consideration of the treatment system from several angles:

- first of all, the system is analyzed through its elementary components (sand removal unit, reagents injection and reactors for flocculation-coagulation and clarifiers): this has been done by observing the variations in water quality at the different treatment levels with online instrumentation. This has been completed with an offline characterization.
- the flocculation-coagulation section, which was not yet operational during our work, was studied in the laboratory by jar tests. The water to be treated was sampled from the Boudonville watershed to be close to the conditions that should be observed in the Charles Keller treatment system.
- finally the stormwater treatment was simulated as part of a full storm-water management system (watershed-Charles Keller treatment system-wastewater treatment plant). Different scenarios, which provided realistic situations, were tested. The Benchmarking Simulation Model 2 was used to model the behavior of the wastewater treatment plant and to test the effect of Charles Keller Basin on the receiving bodies.

The results that were obtained showed in the one hand the complexity of using such a treatment system in real-life conditions, especially with a coagulation / flocculation part to it, which has some conceptual issues. The presence of the huge channel (850 m³) also complicates the process by storing pollution between rain events and releasing it at the beginning of each new rain event event. Keeping the basin full of water in order to protect the concrete is also a issue for the process.

However, simulations have shown the potential value of such work for the minimization of the impact of storm water discharges on the environment and for the limitation of the number of non-standard discharges.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
1. Contexte.....	1
2. Les rejets urbains en temps de pluie.....	1
3. Traitement en ligne des RUTP.....	2
4. Modélisation.....	2
5. Démarche adoptée.....	3
CHAPITRE I : BIBLIOGRAPHIE.....	4
I.1 LES EAUX EN TEMPS DE PLUIE EN MILIEU URBAIN ET LEUR IMPACT SUR LA QUALITE DES EAUX CONTINENTALES.....	4
I.1.1 Introduction.....	4
I.1.2 Qu'est-ce qu'un milieu urbain ?.....	4
I.1.3 Eaux urbaines en temps de pluie : composition.....	5
I.1.4 Impact sur le milieu aquatique.....	15
I.1.5 Protection règlementaire et juridique des milieux aquatiques.....	17
I.1.5.1 Evolution de la perception au cours du temps (directive cadre européenne sur l'eau).....	17
I.1.5.2 En France.....	19
I.1.5.3 La décentralisation et son apport à la gestion des eaux en temps de pluie.....	20
I.1.5.4 Les différents outils de gestion des eaux pluviales en France.....	22
I.1.5.5 Les orientations pour faire évoluer la politique de l'eau en France.....	23
I.2 TECHNIQUES DE GESTION DES EAUX EN TEMPS DE PLUIE	25
I.2.1 Introduction.....	25
I.2.2 L'assainissement en ville.....	25
I.2.3 Complexité du système de gestion des eaux pluviales urbaines.....	26

I.2.4 Techniques classiques	28
I.2.4.1 Flottation.....	28
I.2.4.2 Dessablage	28
I.2.4.3 Décantation et sédimentation.....	30
I.2.4.4 Coagulation- floculation	31
I.2.4.5 Séparateurs d’hydrocarbures.....	34
I.2.5 Les techniques alternatives de traitement des eaux pluviales urbaines	36
I.2.5.1 Techniques basées sur la rétention.....	37
I.2.5.1.1 Chaussées à structure réservoir	37
I.2.5.1.2 Bassin de rétention	38
I.2.5.1.3 Toitures végétalisées	40
I.2.5.2 Techniques basées sur l’infiltration	41
I.2.5.2.1 Bassin d’infiltration.....	41
I.2.5.2.2 Zones humides.....	43
I.2.5.2.3 Puits d'infiltration	44
I.2.5.3 Stockage temporaire	44
I.2.5.3.1 Bassins secs ou en eau.....	44
I.2.5.3.2 Fossés, noues, tranchées	45
I.2.6 Conclusions	45

I.3 LA MODELISATION COMME OUTIL D’AIDE A LA GESTION DES EAUX EN TEMPS DE PLUIE EN MILIEU URBAIN..... 46

I.3.1 Introduction.....	46
I.3.2 Classification des modèles existants	47
I.3.2.1 Modèles mathématiques utilisés en hydrologie urbaine	47
I.3.2.1.1 Equation de Saint Venant (Shallow water wave equation).....	48

I.3.2.1.2	Modèle de l'onde cinématique	49
I.3.2.1.3	Modèle de l'onde cinétique	50
I.3.2.2	Modèle hydrologique.....	51
I.3.2.2.1	Hydrogramme unitaire	51
I.3.2.2.2	Modèle global continu.....	52
I.3.2.2.3	Méthode de Muskingum.....	52
I.3.2.3	Approches de modélisation de la qualité des eaux résiduaires	52
I.3.2.3.1	Modèles statistiques	53
I.3.2.3.2	Equation de transport de masse	54
I.3.2.4	Apports et limites de la modélisation globale des systèmes d'assainissement	55
I.3.2.5	Conclusion.....	58
CHAPITRE II : OBJECTIFS DE LA THESE		59
II.1	Contexte local	59
II.2	Nos objectifs	63
CHAPITRE III : MODELISATION DU SYSTEME BASSIN VERSANT DE BOUDONVILLE-BASSIN KELLER-STATION D'EPURATION		65
III.1	Introduction	65
III.2	Bassin versant de Boudonville	66
III.2.1	Description	66
III.2.2	Instrumentation.....	67
III.2.3	Analyse des données de pluie.....	70
III.2.4	Analyse et caractérisation des eaux résiduaires du bassin versant de Boudonville	73
III.2.5	Modélisation hydraulique.....	78
III.2.6	Calage du modèle	82
III.2.7	Modélisation de la qualité	84

III.2.8 Calage du modèle de la qualité.....	87
III.2.9 Résultats obtenus.....	89
III.3 Ouvrage Charles Keller	95
III.3.1 Description :.....	95
III.3.2 Instrumentation.....	100
III.3.3 Gestion réelle du bassin.....	103
III.3.4 Modélisation de l’ouvrage Charles Keller.....	104
III.3.5 Détermination des caractéristiques de sédimentation.....	107
III.3.6 Résultats des tests de décantation.....	112
III.3.7 Caractérisation des eaux dans l’ouvrage Keller.....	118
III.3.7.1 En ligne.....	118
III.3.7.2 Suivi de la qualité de l’ensemble de l’ouvrage.....	123
III.3.7.3 Dessableurs.....	131
III.3.8 Traitement physicochimique dans l’ouvrage Keller.....	135
3.3.1 Résultats obtenus.....	136
III.3.9 Modèle de la floculation-coagulation.....	143
III.3.10 Transformation des variables.....	145
III.3.11 Implémentation du modèle du bassin.....	148
III.3.12 Résultats obtenus.....	148
III.4 Station d’épuration	156
III.4.1 Introduction.....	156
III.4.2 Principes de modélisation de Benchmark Simulation Model (BSM2).....	157
III.4.3 Interface Keller-BSM2.....	159
III.4.4 Mise en adéquation des débits.....	161

CHAPITRE IV : SIMULATION DU FONCTIONNEMENT DU BASSIN CHARLES KELLER.....	164
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES.....	168
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	171
ANNEXES.....	180
Annexe 1.....	181
Annexe 2.....	183
Annexe 3.....	185
Annexe 4.....	187
Annexe 5.....	189
Annexe 6.....	201
Annexe 7.....	203
Annexe 8.....	205
Annexe 9.....	208

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Graphe conceptuel de la fréquence et de l'amplitude de l'évolution de l'occupation de sol en Europe (Antrop, 2000a).....	5
Figure I.2 : Modèle simple concernant la répartition pour une substance entre les trois compartiments de l'environnement (Bliefert et Perraud 2001).....	6
Figure I.3 : Dimension des particules présentes dans l'air.....	9
Figure I.4 : Différents types d'écosystèmes aquatiques (ONEMA).....	16
Figure I.5 : Tentative de bilan de la circulation des HAP dans le bassin de la Seine, en kg/an de la somme des 6-HAP (Chevreuil et al, 2009).....	17
Figure I.6 : Bassins hydrographiques en France (Sandre, OIEeau, 2011).....	19
Figure I.7 : La gestion intégrée de la ressource en eau, adapté de (Varis, 2005, p 54).....	27
Figure I.8 : Essai de Jar-test.....	32
Figure I.9 : Double couche et potentiel zêta. Cas d'une particule chargée positivement (d'après Tardat-Henry, Beaudry).....	33
Figure I.10 : Structure réservoir à revêtement classique (ADOPTA).....	37
Figure I.11 : Structure réservoir à revêtement poreux (ADOPTA).....	38
Figure I.12 : Différentes combinaisons possibles pour la projection d'un ouvrage de rétention des eaux pluviales (Braskerud, 2001).....	39
Figure I.13 : Composition d'un toit végétalisé.....	40
Figure I.14 : Profils verticaux des teneurs en polluants (entrée du bassin Django Reinhardt à Chassieu.....	42
Figure I.15 : Schématisation d'un puits d'infiltration (ADOPTA).....	44
Figure I.16 : Vue générale du système global de gestion des eaux (Rauch et al., 2002).....	55
Figure I.17 : Exemple de modèle de processus (liées au transport et à l'oxygène) appliqué dans les systèmes d'assainissement (Garsdal et al., 1995).....	57
Figure II.1 : Pluviométrie relevée à Tomblaine (aérodrome) (site Météo-Ciel) entre 1973 et 2014.....	60
Figure II.2 : Répartition spatiale des événements extrêmes supérieurs à 80 mm et 100 mm en un jour (Météo-France, édition du 21/01/2014).....	60
Figure II.3 : L'évolution de la Vieille Ville de Nancy.....	61
Figure II.4 : Carte géologique (InfoTerre- BRGM). La ligne verte représente le cœur historique de la ville et le point vert la localisation du bassin Charles Keller.....	61
Figure II.5 : Carte topographique (IGN) du Grand Nancy avec la localisation du centre urbain initial.....	62
Figure II.6 : Volume d'eau généré à Boudonville (1973-2014).....	63
Figure III.1 : Présentation du système global.....	65
Figure III.2 : Bassin versant de Boudonville (CUGN).....	66
Figure III.3 : Ouvrages particuliers dans le bassin versant de Boudonville (CUGN).....	67
Figure III.4 : Collecteurs Crevaux et Metz.....	68
Figure III.5 : Bassin de rétention Gentilly : A : Vue schématique, B : Vue de face.....	69
Figure III.6 : Régulation anti-inondation (consignes de la vanne électroslide selon niveau Libération).....	69
Figure III.7 : Manœuvre des vannes électroslide dans le bassin de rétention Gentilly.....	70
Figure III.8 : Intensité de pluie au niveau des deux pluviomètres (Haut de Lièvre et Haut de Chèvre) entre le 01/01/2012 et 30/04/2013.....	71
Figure III.9 : Courbes du débit pour les deux collecteurs (Metz et Crevaux).....	72
Figure III.10 : Les points de prélèvements des eaux dans le réseau.....	73
Figure III.11 : Valeurs de MES dans les différents points de prélèvement (temps sec).....	74
Figure III.12 : Caractérisation des eaux résiduaires à l'exutoire du bassin versant de Boudonville (campagne du 12/06/2011).....	75
Figure III.13 : Caractérisation des eaux résiduaires à l'exutoire du bassin versant de Boudonville (campagne de 24/06/2012).....	76

Figure III. 14 : Campagne du 15/06/2012 Rue Saint Bodon.	77
Figure III. 15 : Campagne 15/06/2012 Avenue de la Libération.	78
Figure III. 16 : Débit en temps sec estimé dans le BV de Boudonville (27/06/2011).	79
Figure III. 17 : Comparaison des différents coefficients de ruissellement.	83
Figure III. 18 : Schéma conceptuel du modèle de Valikanov.	87
Figure III. 19 : Résultats de calage pour le limnimètre Crevaux.	90
Figure III. 20 : Résultats de calage du Limnimètre Metz.	91
Figure III. 21 : Débit obtenu à l'exutoire du bassin versant.	92
Figure III. 22 : Résultats des différents paramètres de pollution obtenus à l'exutoire du bassin versant de Boudonville.	94
Figure III. 23 Vue d'ensemble de l'ouvrage Charles Keller (CUGN).	95
Figure III. 24 : Fonctionnement de la chambre d'entrée en temps de pluie et en temps sec et mise en marche de l'ouvrage et conditions d'ouverture de la vanne d'entrée.	96
Figure III. 25 : Passage des eaux usées en temps sec vers la STEP.	97
Figure III. 26 : Différents configurations de la chambre d'entrée.	97
Figure III. 27 : Représentation des dégrilleurs (CUGN).	98
Figure III. 28 : Les dessableurs (CUGN).	99
Figure III. 29 : Système de décantation (CUGN).	100
Figure III. 30 : Représentation des spectres compensés et non compensés dans l'UV visible pour le Spectrolyser S ::can (documentation S ::can)	102
Figure III. 31 : Installation des appareils de mesure en ligne dans l'ouvrage Keller (CUGN).	103
Figure III. 32 : Représentation de la vitesse dans le modèle utilisé.	106
Figure III. 33 : Modèle des décanteurs et dessableurs (Takacs, 1991).	107
Figure III. 34 : A : colonne de décantation. B : localisation de la colonne dans l'ouvrage.	112
Figure III. 35 : Evolution des MES au cours du temps pour les différents points de prélèvement.	113
Figure III. 36 : Evolution de la turbidité au cours du temps pour les différents points de prélèvement.	113
Figure III. 37 : Test VICAS (événement 20/06/2011) : A : Courbe de la masse cumulée des solides ayant décanté en fonction du temps, B : Courbe de distribution des vitesses de chute, C : Caractéristiques des eaux au niveau des différents ouvrages.	115
Figure III. 38 : Résultats du test VICAS sur l'entrée et la sortie des dessableurs du 26/09/2012. A : Courbe de la masse cumulée des solides ayant décanté en fonction du temps. B : distribution des vitesses de chute dans le dessableur.	116
Figure III. 39 : Variation de la turbidité entre l'entrée et la sortie de l'ouvrage Keller.	117
Figure III. 40 : Pluie Haut du Lièvre 07/2011.	119
Figure III. 41 : Variations en MES, DCOtot et DCO _f à l'entrée de l'ouvrage.	120
Figure III. 42 : Variation de la turbidité dans les différents ouvrages élémentaires pour trois pluies.	121
Figure III. 43 : Diagramme potentiel redox-pH des eaux résiduaires (Technique de l'eau, Tome 1. 2004).	122
Figure III. 44 : Variation de la température, potentiel redox, conductivité et pH pour l'événement du 05/01/2012.	123
Figure III. 45 : Situation des préleveurs dans l'ouvrage Keller.	124
Figure III. 46 : Hauteurs d'eau enregistrées dans les deux limnimètres (Crevaux et Metz).	124
Figure III. 47 : Evolution de l'azote ammoniacal à l'entrée et la sortie des ouvrages élémentaires du Keller (12/03/2012).	125
Figure III. 48 : Evolution de DCO totale dans les ouvrages élémentaires du Keller (12/03/2012).	126
Figure III. 49 : Evolution des MES totale dans les ouvrages élémentaires du Keller (12/03/2012).	127
Figure III. 50 : Evolution du carbone organique dissous dans les ouvrages élémentaires de l'ouvrage Charles Keller (12/03/2012).	128
Figure III. 51 : Evolution l'azote global dans les ouvrages élémentaires du Keller (12/03/2012).	129
Figure III. 52 : Evolution des paramètres de pollution entre l'entrée et la sortie de l'ouvrage Keller (12/03/2012).	130

<i>Figure III. 53 : Evolution de l'azote global (A) et le carbone organique dissous (B) dans l'ouvrage au cours du temps.</i>	131
<i>Figure III. 54 : Dessableurs et caractérisation en ligne de la turbidité (CUGN).</i>	131
<i>Figure III. 55 : Caractérisation des eaux entrée-sortie dessableurs (événement du 29/09/2012).</i>	132
<i>Figure III. 56 : Variation de l'absorbance à 254 entre l'entrée et la sortie des dessableurs. Evénement du 25/09/2012.</i>	133
<i>Figure III. 57 : Variation de la turbidité dans les dessableurs (entrée / sortie) entre le 31/01/2013 et le 02/02/2013.</i>	134
<i>Figure III. 58 : Evolution de la turbidité dans les différentes profondeurs dans les dessableurs pour l'événement.</i>	134
<i>Figure III. 59 : Prise de photos au cours du test.</i>	137
<i>Figure III. 60 : Résultats du 19/02/2012.</i>	138
<i>Figure III. 61 : Comparaison de la turbidité avec les différents réactifs, avec une répétition.</i>	139
<i>Figure III. 62 : Essai du 18/03/2013 : FeCl3 (50 ppm) avec flocculants verts.</i>	141
<i>Figure III. 63 : FeCl3/Hydrex3842, Hydrex3818/945VHM.</i>	142
<i>Figure III. 64 : Schématisation du bloc de coagulation flocculation dans le modèle.</i>	144
<i>Figure III. 65 : Vitesse de décantation des MES et du sable dans les décanteurs en fonction de la concentration.</i>	145
<i>Figure III. 66 : Paramètres de pollution à l'entrée de l'ouvrage Charles Keller.</i>	148
<i>Figure III. 67 : Comparaison des variables de pollution entre la première (bas des dessableurs) et la dixième couche (haut des dessableurs) dans les dessableurs.</i>	150
<i>Figure III. 68 : Comparaison des variables de pollution dans le décanteur entre la première (fond du décanteur) et la dixième couche (eau traitée).</i>	152
<i>Figure III. 69 : Variable sable dans le décanteur pour les 10 couches.</i>	153
<i>Figure III. 70 : Comparaison des cinq variables entre l'entrée de l'ouvrage et la sortie.</i>	154
<i>Figure III. 71 : BSM1.</i>	156
<i>Figure III. 72 : Modèle BSM2.</i>	157
<i>Figure III. 73 : Description schématique des réactions biologiques dans le modèle ASM1.</i>	157
<i>Figure III. 74 : Pollution azotée dans le modèle ASM1.</i>	159
<i>Figure III. 75 : Comparaison des variations des débits a) BSM2-Keller b) BSM2-référence – Normalisation par rapport au débit moyen.</i>	162
<i>Figure III. 76 : Température dans le modèle BSM2.</i>	163
<i>Figure IV. 1 : Evolution des concentrations en MES, azote ammoniacal et nitrates à la surverse du clarificateur de la station dans les scénarios 1 et 2.</i>	165
<i>Figure IV. 2 : Evolution des concentrations globales en MES, azote ammoniacal et nitrates à la sortie du système dans les scénarios 1 et 2.</i>	165
<i>Figure IV. 3 : Evolution des concentrations globales en MES, azote ammoniacal et nitrates à la sortie du système dans le scénario 3.</i>	166
<i>Figure IV. 4 : Evolution des concentrations globales en MES, azote ammoniacal et nitrates à la sortie du système dans le scénario 4.</i>	166

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau I.1 : Fourchettes de concentrations des différents rejets par temps sec et par temps de pluie (Ellis 1991, Philippe et Ranchet 1987, Mémento Degrémont 1989).</i>	7
<i>Tableau I.2 : Fourchettes des flux polluants annuels à l'aval des bassins versants séparatifs et unitaires (kg/an/ha imperméabilisé) (Philippe et Ranchet 1987, Ellis 1991, Chocat 1992, Bachoc et al. 1992).</i>	8
<i>Tableau I.3 : Concentrations moyennes des rejets pluviaux séparatifs selon l'urbanisation (mg/L) (Stahre et Urbonas 1990).</i>	8
<i>Tableau I.4 : Micro / mésopolluants minéraux.</i>	10
<i>Tableau I.5 : Micropolluants organiques par famille de produit (liste non exhaustive).</i>	11
<i>Tableau I.6 : Normes de qualité environnementale pour les substances prioritaires et certains autres polluants.</i>	12
<i>Tableau I.7 : Gamme des concentrations moyennes par événement pour le ruissellement des chaussées, toits et cours à Paris (Gromaire-Metz et al., 1999).</i>	15
<i>Tableau I.8 : Etablissement de la gestion des eaux en France et leur responsabilité.</i>	21
<i>Tableau I.9 : Teneurs en DCO, DBO et métaux lourds de la fraction inférieure à 2 millimètres des dépôts.</i>	29
<i>Tableau I.10 : Type de déversement d'effluent (CNIPED).</i>	34
<i>Tableau I.11 : Eléments constitutifs d'une installation de séparation d'hydrocarbures (CNIPED).</i>	35
<i>Tableau I.13 : Classe de séparateurs pour chaque application (CNIPED).</i>	35
<i>Tableau I.14 : Ordres de grandeur de la conductivité hydraulique dans différents sols (Musy, Soutter, 1991).</i>	42
<i>Tableau II.1 : Comparaison des composantes climatiques du Nancy par rapport à d'autres régions en France.</i>	59
<i>Tableau II.2 : Fréquence annuelle des événements pluvieux en fonction de leur intensité.</i>	62
<i>Tableau III. 1 Caractérisation qualitative et quantitative des pluies de Boudonville.</i>	73
<i>Tableau III.2 : Valeur des coefficients a et b en fonction de la période de retour et de région en France.</i>	80
<i>Tableau III.3 : Description des types d'occupation de sol.</i>	82
<i>Tableau III.4 : Classes du coefficient de Manning sous Infoworks CS.</i>	84
<i>Tableau III. 5 : Caractérisation des eaux usées (Valeurs moyennes à l'entrée de la station de Maxéville).</i>	88
<i>Tableau III.6 : Caractérisation des eaux usées en temps sec par équivalent-habitant.</i>	88
<i>Tableau III.7 : Comparaison des moyennes des paramètres simulés avec les moyennes en France.</i>	88
<i>Tableau III.8 : Capacité des ouvrages unitaires.</i>	96
<i>Tableau III.9 : Protocoles de mesure de vitesse de sédimentation en colonne (Berrouard. 2010).</i>	109
<i>Tableau III.10 : Résultat du tamisage des sables décantés à l'entrée de l'ouvrage Keller.</i>	114
<i>Tableau III. 11 : Comparaison de la vitesse de décantation en fonction de la masse décantée entre l'entrée et la sortie des dessableurs.</i>	117
<i>Tableau III.12 : Abattement en métaux lourds entrée le début et la fin du protocole VICAS.</i>	118
<i>Tableau III.13 : Caractérisation des eaux brutes et du mélange obtenu.</i>	136
<i>Tableau III. 14 : Caractérisation des eaux brutes et le mélange obtenu.</i>	138
<i>Tableau III.15 : Caractérisation des eaux utilisées.</i>	140
<i>Tableau III.16 : Essai du 09/04/2013 : FeCl3/1842, Hydrex3818/945VHM.</i>	141
<i>Tableau III.17 : Pourcentage d'augmentation et diminution pour les trois paramètres.</i>	143
<i>Tableau III.18 : Moyenne des valeurs de la pollution sur la période de simulation entre l'entrée et la sortie de l'ouvrage Keller.</i>	153
<i>Tableau III.19 : Comparaison globales des influents des stations d'épuration BSM2-Keller et BSM2 -référence.</i>	162
<i>Tableau IV. 1 : Valeurs moyennes pondérées par le débit pour quelques paramètres de pollution sur un an.</i>	167
<i>Tableau IV.2 : Critère global de qualité du rejet.</i>	167
<i>Tableau IV.3 : Normes de rejet de BSM2.</i>	167

LISTE DES ABREVIATIONS

A	section traversée	m ²
$\beta_0, \beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4, \beta_5$	coefficients de régression	
BCF	facteur de correction de biais	
B _j	Facteurs de pondération	
C	célérité de l'onde	m/s
CEMAT	Conférence européenne des Ministres responsables de l'aménagement du territoire	
C _{min}	concentration minimale au-delà de laquelle la vitesse de décantation s'annule	g/m ³
Col	pollution colloïdale	
C _p (0)	concentration de la pollution initiale.	
C _p (t)	concentration de la pollution	
D	coefficient de diffusion	
D _e	durée de l'événement	mn
DBO _e	demande biologique en oxygène de l'effluent sortant	
DCO _e	demande chimique en oxygène de l'effluent sortant	
F	vecteur flux	
G	gradient de vitesse	
h	profondeur	m
$\eta_{\mu\nu} \text{ et } \eta_{\mu\alpha\xi}$	nombre de Velikanov	
i	intensité de la pluie pour la période de retour T	mm/mn
I _A	fraction imperméable de la surface	%
IMPK	intensité maximale de pluie sur 5 mn	mm/h
K _s	coefficient de stockage	
K	débitance	m ³ /s
K ₁ , K ₂	constantes numériques	
K _{dis}	facteur de disparition	jour ⁻¹
K _a	facteur d'érosion	s ⁻¹
K _B	coefficient d'accumulation de la pollution	
K _{M_S}	coefficient de rugosité de Manning-Strickler	m ^{1/3} /s
K _r	coefficient de réservoir linéaire	1/s
K _w	coefficient empirique, qui représente le taux d'élimination de la pollution	
MAR	moyenne annuelle des précipitations	mm
MJT	température moyenne minimale au mois de janvier	°C
M _p (T)	masse des polluants à t	kg
M _t	masse totale	kg

n	coefficient de Manning	$m^{1/3}.s$
Ne	nombre d'évènement sur la période de temps considérée	
NJ	durée de la période d'accumulation précédant la simulation ou durée du pas de temps de la simulation	jour
Part	pollution particulaire	
PAZH	plan d'action en faveur des zones humides	
P _B (0)	accumulation des polluants au temps t	
P _{Gn} (t)	masse prévue dans l'avaloir à la fin du pas du temps t	kg
Pm	périmètre mouillé	m
POS	paramètre discret qui dépend de l'occupation de sol	
Ps	facteur d'accumulation	kg/ha/jour
Q	débit	m^3/s
q	débit unitaire latéral	m^3/s
Q _e	débit rejeté dans la rivière t ₂ -t ₁ = 364 jours (soit une année)	m^3/s
Q _I	débit à l'entrée de réservoir	m^3/s
Q _s	débit sortant	m^3/s
r	densité de l'eau	
ρ	coefficient de ruissellement	
Rh	rayon hydraulique	m
rh	décrit le comportement des particules lorsque la densité augmente	
rp	décrit le comportement des particules lorsque la densité diminue	
ρσ	densité des particules solide	
S	vecteur source	
S ₀	pente du fond	mm/m
S _{ALK}	alcalinité	
Sand	sable	
S _c	surface totale contribuant au ruissellement	km ²
S _f	gradient de l'énergie	
S _I	matière organique soluble inerte	
S _m	surface mouillée	m ²
S _{nd}	azote organique soluble	
S _{NH}	NH ₄ ⁺ + NH ₃	
S _{NKJ,e}	concentration en azote Kjeldhal de l'effluent sortant	
S _{NO}	azote sous forme de nitrates et nitrites	
S _{NO,e}	concentration en nitrates de l'effluent sortant	
S _O	oxygène	
S _{ol}	pollution carbonée soluble	
S _p (C,x,t)	sources de la pollution.	

S_s	substrat facilement biodégradable	
S_s	quantité stockée	kg
t	temps	s
T	période de retour	ans
t_{obs}	période d'évaluation	
TSS_e	concentration des matières en suspension totales de l'effluent sortant	mg/l
U	vecteur de la variable conservative	
V	vitesse	m/s
v	vitesse de chute	m/s
V_0	vitesse théorique maximale qui correspond à l'intersection entre l'axe vertical de v_s et l'extension de la courbe exponentielle.	m/h
VEC	vannes d'évacuation des eaux claires	
VES	vannes pour les eaux sales	
V_g	volume de l'avaloir	m^3
V_p	vitesse de l'onde de pression de l'eau dans la conduite	m/s
x	coordonnée de l'espace	
$X_{B,A}$	biomasse autotrophe	
$X_{B,H}$	biomasse hétérotrophe	
X_I	matière organique particulaire inerte	
X_i	variables observées	
X_{ND}	azote organique particulaire biodégradable	
X_P	produit particulaire issu de la lyse de la biomasse	
X_S	substrat lentement biodégradable	
Y	variable dépendante	
y	hauteur d'eau	
α	facteur de fréquence de collision efficace	
β_i	coefficients de régression	
θ	angle d'inclinaison de la conduite par rapport à l'axe horizontal	$^\circ C$
Ω	volume de particules par volume de suspension	

INTRODUCTION GENERALE

1. Contexte

L'adoption en 2000 de la directive cadre européenne sur l'eau (EC Directive 2000/60/CE) visant à retrouver le bon état de fonctionnement des milieux aquatiques (rivières, nappes, lacs...) à partir de 2015 ne peut se faire sans traiter les rejets urbains de temps de pluie (RUTP) (Ellis et al., 2005). Cette volonté s'est manifestée dans un contexte urbain en croissance depuis la fin de la seconde guerre mondiale. Cela affecte à la fois la qualité des eaux et leur comportement hydrodynamique. En effet, la vitesse de ruissellement augmente considérablement dans un milieu urbanisé, réduisant ainsi le temps de concentration dans le bassin versant, diminuant en même temps le volume total des eaux qui s'infiltreront d'habitude dans les nappes souterraines. Cela surcharge le réseau d'assainissement et provoque des débordements dans différents endroits en ville. Par ailleurs, la concentration des polluants est la résultante de trois phénomènes : la dilution des eaux usées par les eaux pluviales, la remise en suspension des particules sédimentées dans les réseaux sous l'effet de variations brutales de débit, et la contribution des eaux de ruissellement à l'apport de polluants à travers le lessivage des polluants accumulés sur les surfaces imperméabilisées durant les périodes de temps sec (Gromaire et al., 2001). Cette concentration varie à la fois d'un événement à un autre et au cours du même événement.

Cette double contrainte (hydrodynamique de l'écoulement et qualité des eaux) joue en défaveur des techniques classiques de gestion des eaux résiduaires urbaines. La prise en compte de la pollution dans la gestion des eaux pluviales a été beaucoup encouragée par les directives cadre européennes et par la suite encadrée par la réglementation de chaque état membre. Cela a abouti à l'émergence de techniques de gestion des eaux pluviales urbaines, qui permettent à la ville de s'orienter vers des stratégies qui répondent aux besoins d'urbanisme et de préservation de sa qualité de vie environnementale. Ces outils consistent soit en un contrôle en temps réel des ouvrages de gestion, soit en des techniques de stockage temporaire (Dalton et al., 1985 ; Ab Razak et al., 2001 ; Pleau et al., 2005).

2. Les rejets urbains en temps de pluie

Les rejets urbains en temps de pluie (RUTP) sont des eaux collectées dans un bassin versant urbanisé en temps de pluie sans passer par le système d'assainissement. Ils se composent des eaux de ruissellement sur des surfaces imperméabilisées, des rejets à l'exutoire des réseaux séparatifs pluviaux, et des surverses de réseaux unitaires. Les RUTP se caractérisent par leur variabilité d'un site à un autre, d'une pluie à une autre dans le même site, et d'un instant à un autre au cours d'une même pluie (Bertrand-Krajewski, 2006).

En aval du bassin versant, les RUTP impactent fortement le milieu récepteur et posent un sérieux problème de dégradation de sa qualité écologique. L'ensemble de ces rejets impacte le milieu récepteur sous trois aspects : l'appauvrissement du milieu en oxygène à cause de

l'apport en matière organique dégradable, la présence de microorganismes pathogènes qui proviennent des rejets domestiques et les rejets de différents polluants toxiques (de nature organique comme les hydrocarbures ou minérale comme des métaux).

L'inondation des zones urbaines vulnérables, lors des précipitations extrêmes, est un autre problème des RUTP. Les pertes se chiffrent par millions d'euros en France chaque année et on est parfois confronté à des pertes en vies humaines. Les réseaux existants ne peuvent plus répondre aux besoins d'évacuation des volumes d'eau générés et les travaux d'extension deviennent de plus en coûteux. L'installation d'ouvrages de stockage temporaire est une solution qui s'est beaucoup répandue comme une solution alternative aux problèmes de la gestion des eaux pluviales urbaines. La technique consiste à installer des ouvrages de stockage temporaire en amont du réseau pour écrêter le débit de la crue, puis à évacuer la crue vers le milieu récepteur ou les ouvrages de traitement avec un débit de fuite qui se surcharge pas le réseau existant.

3. Traitement en ligne des RUTP

Les ouvrages de stockage temporaire sont modulables selon les besoins locaux. Les plus simples consistent à faire décanter les eaux pluviales pour éliminer la pollution particulaire dans des bassins de grande taille, les eaux traitées étant orientées ensuite vers le milieu naturel ou s'infiltrant dans le sous-sol pour recharger la nappe.

D'autres ouvrages sont plus complexes : leur gestion se fait en temps réel à travers des vannes et des pompes actionnées à partir d'un centre de contrôle. Leur capacité de traitement peut être améliorée en modifiant leur mode de fonctionnement ou en introduisant des ouvrages unitaires qui sont capables de faire un prétraitement, un traitement primaire ou un traitement physico-chimique. L'ensemble de ces opérations unitaires doit se faire au cours de l'événement, et l'ouvrage doit être installé en aval du bassin versant. Les eaux traitées sont alors rejetées dans le milieu récepteur et les boues produites lors du traitement sont renvoyées dans un centre de traitement pour subir un traitement approprié. L'absence du traitement biologique permet de traiter des débits importants d'une manière autonome mais aussi dynamique. Cependant, l'utilisation d'appareils électromécaniques pose généralement des problèmes techniques en cas de pannes, qui peuvent mettre en défaut l'ensemble de l'ouvrage. L'efficacité d'un tel ouvrage est donc très sensible à plusieurs facteurs, qu'il faut prendre en compte lors de la conception des ouvrages unitaires.

4. Modélisation

Le système de gestion des eaux pluviales urbaines devient de plus en plus compliqué. Ses composantes sont de plus en plus sollicitées pour traiter des eaux chargées en pollution de nature et concentration variables. La mise en place d'une stratégie de gestion du système devient de ce fait difficile. Le recours à la modélisation permet de faciliter cette tâche même si plusieurs défis restent à relever.

L'utilisation d'une approche intégrale pour l'étude du système de gestion des eaux pluviales urbaine, qui considère à la fois l'ensemble de ses composantes (réseau et ouvrages particuliers, station d'épuration et milieu récepteur) permet d'étudier l'aspect quantitatif et qualitatif de deux ou plusieurs composantes simultanément (Rauch et al., 2002 ; Freni et al., 2009). Le système peut être simulé sur une longue période pour prédire son comportement et définir une stratégie de gestion à court terme, moyen terme et à long terme.

5. Démarche adoptée

Notre but est l'étude d'un ouvrage de traitement en ligne des eaux pluviales issues d'un bassin versant fortement urbanisé. L'ouvrage Charles Keller, d'une capacité de 7000 m³, est conçu pour traiter les eaux pluviales issues du bassin versant de Boudonville, situé dans la Communauté Urbaine du Grand Nancy. Les travaux entrepris pour atteindre ce but ont été menés selon deux axes différents. Le premier consiste à caractériser les eaux pluviales du bassin versant de Boudonville et suivre le fonctionnement d'un ouvrage expérimental de traitement en ligne des eaux de pluie en milieu urbain dense (bassin Charles Keller qui se trouve en aval du bassin versant de Boudonville, à Nancy). Ces travaux nous ont permis d'aborder le second axe, qui consiste en la modélisation du système (bassin versant, ouvrage Charles Keller et station d'épuration).

Ce document est composé de deux parties :

Dans la première partie, les trois premiers chapitres sont consacrés à l'analyse de la bibliographie. Ils abordent d'abord la problématique de la gestion des eaux dans un cadre réglementaire en Europe et en France en particulier. On s'intéresse ensuite aux techniques de gestion et de traitement des eaux pluviales urbaines (techniques classiques et alternatives) pour aboutir ensuite à la modélisation des systèmes de gestion des eaux pluviales, son intérêt et ses limites. La fin de la première partie est consacrée à une présentation succincte de la topographie nancéenne et à son influence sur la conception d'un système de gestion des eaux pluviales.

La seconde partie du manuscrit est consacrée à l'ouvrage Charles Keller. Il est abordé sous deux angles : le premier concerne l'étude de ses ouvrages élémentaires à travers des campagnes de caractérisation en ligne et hors ligne et le second traite de la modélisation du système d'assainissement (réseau d'assainissement de Boudonville, ouvrage Charles Keller et une station d'épuration classique).

Des conclusions sur les difficultés rencontrées dans la gestion d'un tel ouvrage du point de vue pratique et sur ses avantages potentiels en termes de gestion des eaux urbaines de temps de pluie sont ensuite tirées et des perspectives d'évolution proposées.

CHAPITRE I : BIBLIOGRAPHIE

I.1 LES EAUX EN TEMPS DE PLUIE EN MILIEU URBAIN ET LEUR IMPACT SUR LA QUALITE DES EAUX CONTINENTALES

I.1.1 Introduction

La problématique des eaux en temps de pluie est récurrente. Les inondations qu'elles causent en milieu urbain sont de plus en plus fréquentes, avec un coût économique et parfois aussi humain. Par ailleurs, ces eaux en temps de pluie rejetées directement dans le milieu naturel dégradent fortement la qualité de celui-ci, du fait des polluants qu'elles transportent. Cette double pression subie à la fois par la ville et le milieu aquatique nécessite une mobilisation à différents échelons (local, régional, national, voire international). On dispose aujourd'hui de plusieurs outils pour réduire les pertes économiques liées aux inondations et atténuer la dégradation de l'environnement, mais la tâche n'est pas achevée. Dans ce chapitre, après une présentation de la typologie des eaux de pluie en matière de composition, les outils réglementaires et administratifs existant sont abordés.

I.1.2 Qu'est-ce qu'un milieu urbain ?

La définition de la notion du milieu urbain a beaucoup varié au fil des ans mais est aussi différente d'un pays à un autre. Cette évolution spatio-temporelle est causée principalement par le développement démographique de la population et l'activité engendrée par cette dernière. En effet, l'Organisation des Nations Unies (ONU) recense une centaine de définitions différentes de la population urbaine. La France et l'Allemagne définissent la ville en retenant le seuil de 2 000 habitants dans un habitat resserré, tandis que les Etats Unis d'Amérique et le Mexique ont opté pour un seuil de 2 500 habitants. Plusieurs facteurs de l'expansion urbaine peuvent être recensés : exode rural dans l'espoir de trouver de meilleures conditions de vie (travail), accroissement de la population citadine à cause d'un bilan fécondité – mortalité favorable à la première, transformation de villages en cités dortoirs du fait d'un coût moindre de logement et leur incorporation progressive dans un tissu périurbain autour des grandes agglomérations / métropoles.

En raison de cette évolution rapide, l'occupation de l'espace urbain s'inscrit désormais dans les agendas politiques et attire de plus en plus l'attention des chercheurs et des planificateurs des zones urbaines (Council of Europe, 2000 ; Brandt, 2000 ; Klijn and Vos, 2000). Cette nouvelle dynamique du milieu urbain se caractérise par sa fréquence et son amplitude croissante en Europe (Figure I.1), causant ainsi la destruction de patrimoine culturel et de ressources naturelles (Antrop, 2000).

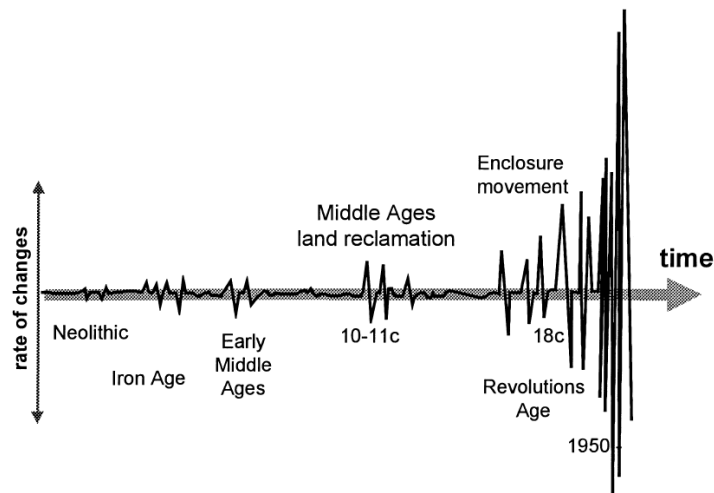


Figure I.1 : Graphe conceptuel de la fréquence et de l'amplitude de l'évolution de l'occupation de sol en Europe (Antrop, 2000a).

En France, l'article R.110-2 du code de la route définit l'agglomération ainsi : « *espace sur lequel sont groupés des immeubles bâtis rapprochés et dont l'entrée et la sortie sont signalés par des panneaux placés à cet effet le long de la route qui le traverse ou qui le borde* ». L'article met en évidence le critère de continuité des bâtisses qui forment l'agglomération où chaque discontinuité ne doit pas dépasser 200 m.

Au niveau européen, durant le 16^{ème} Symposium international de la CEMAT¹ et la 12^{ème} Réunion du Conseil de l'Europe, des Ateliers pour la mise en œuvre de la Convention européenne du paysage, l'approche intégrée de l'aménagement de territoire et de sa bonne gouvernance ont été adoptées. La politique d'aménagement peut contribuer à la protection des paysages en favorisant l'interaction des différentes politiques sectorielles pour réduire l'impact sur l'espace.

I.1.3 Eaux urbaines en temps de pluie : composition

Les transformations dans l'environnement urbain impactent d'une manière cruciale les écoulements et la qualité des eaux pluviales urbaines. En effet, les modifications des bassins versants associés à l'urbanisation augmentent le volume des eaux ruisselées, diminuent les temps de concentration et génèrent des hyétogrammes avec des pics plus importants (Codner et al., 1988 ; Mein et Goyen, 1988). D'autre part, l'activité anthropique génère un certain nombre de polluants spécifiques du milieu urbain, qui s'ajoutent aux rejets domestiques et industriels. L'augmentation des quantités à traiter sature le système d'assainissement (réseaux d'égouts mais aussi stations d'épuration, notamment biologiques) à cause des flux générés.

¹ Conférence européenne des Ministres responsables de l'aménagement du territoire

Leur déversement direct (c'est-à-dire sans traitement) dans le milieu naturel entraîne une dégradation de ce dernier.

Certes pendant une certaine période, les eaux pluviales urbaines ont été considérées comme des eaux peu, voire non polluées, qui ne devaient donc poser aucun problème dans le milieu récepteur : la politique de gestion largement retenue consistait à évacuer le plus loin et le plus vite possible les eaux pluviales dans le milieu naturel, via des déversoirs d'orage et des réseaux pluviaux. Ce principe a montré ses limites et la gestion des eaux pluviales urbaines est devenue un véritable enjeu pour certaines communes (notamment urbaines) mettant en œuvre plusieurs politiques allant de la séparation des eaux selon leur typologie, jusqu'à l'utilisation des techniques alternatives avec parfois même une combinaison de techniques classiques et alternatives.

Les activités urbaines liées à une grande densité de population génèrent une quantité importante de pollution durant le temps sec, qui sera ensuite entraînée par les eaux de pluie ruisselant sur des surfaces imperméabilisées et finira soit dans les ouvrages de traitement ou dans le milieu récepteur. L'origine de la pollution est très diverse, et l'ensemble des éléments chimiques peut se retrouver dans et sur le sol, dans l'atmosphère ou dans l'eau. La mobilité des éléments entre ces trois phases se fait par lessivage, vaporisation, diffusion, convection, dissolution, adsorption ou par désorption comme le montre la Figure I.2.

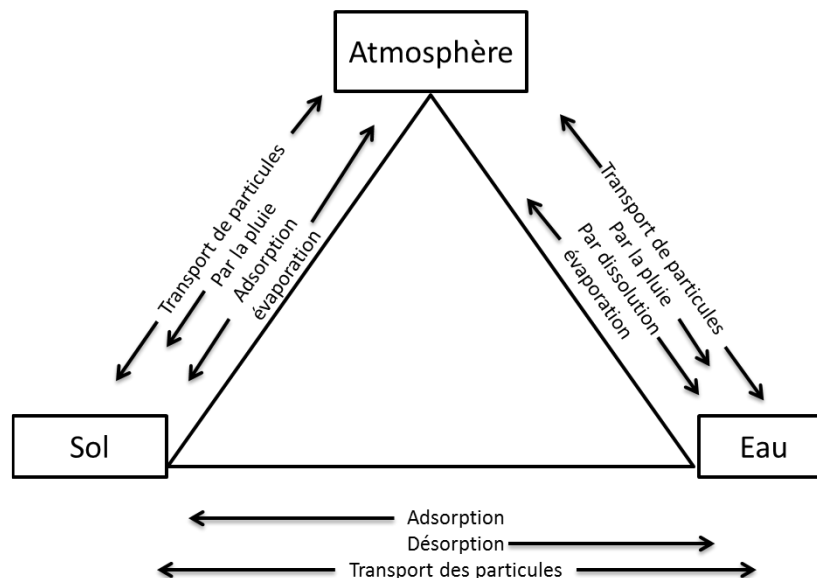


Figure I.2 : Modèle simple concernant la répartition pour une substance entre les trois compartiments de l'environnement (Bliefert et Perraud 2001).

On classe en général les eaux résiduaires urbaines suivant leurs origines :

- Eaux résiduaires domestiques, provenant des habitations (eaux vannes provenant des toilettes, eaux grises provenant des opérations de lavage (douches/bains, lavabos, éviers, machines à laver le linge et la vaisselle) et de préparation des aliments)

- Eaux communautaires, provenant des hôpitaux, cantines, etc., qui présentent de fortes similitudes avec les précédentes
- Eaux de lavage des trottoirs ou chaussées
- Eaux provenant de différentes activités artisanales (salons de coiffure, laveries, restaurants, imprimeries, etc.) ou industrielles

Les eaux de pluie, par leur ruissellement sur des surfaces imperméabilisées (toitures, chaussées, trottoirs, etc.), voire même des espaces verts publics ou privés en cas de fortes précipitations, vont collecter la pollution qui s’y est déposée entre deux évènements pluvieux.

Dans le cas d’un réseau unitaire, la pollution particulaire de temps sec ainsi que les biofilms qui se développent sur les parois des collecteurs, peuvent être remobilisés ou arrachés lors d’évènements pluvieux, suivant les forces hydrodynamiques développées. Cette pollution particulaire sera transportée plus en aval par les eaux de pluie.

Les eaux résiduaires, qu’elles soient de temps sec ou de temps de pluie, transportent une pollution carbonée, azotée et phosphorée. Les eaux pluviales issues de réseaux unitaires sont souvent plus chargées que celles issues de réseaux séparatifs (Tableau I.1.). Les flux générés dans les réseaux unitaires sont aussi plus importants (Tableau I.2.). La nature du bassin versant (résidentiel, commercial, etc.) influe également sur les concentrations en polluants (Tableau I.3.)

Tableau I.1 : Fourchettes de concentrations des différents rejets par temps sec et par temps de pluie (Ellis 1991, Philippe et Ranchet 1987, Mémento Degrémont 1989).

Paramètre	Eaux résiduaires urbaines	Rejets pluvieux séparatifs	Rejets pluvieux unitaires
MES (mg/L)	150-500	21-2600	176-2500
Fraction organique MES	70-80%	18-30%	40-65%
DCO (mg/L)	300-1000	20-500	42-900
DBO ₅ (mg/L)	100-400	3-184	15-301
DCO/DBO ₅ (mg/L)	2	5-7.5	3.4-6.0
NTK (mg/L)	30-100	4-20	21-28.5
N-NH ₄ (mg/L)	20-80	0.2-4.6	3.1-8.0
P _{tot} (mg/L)	10-25	0.02-4.3	6.5-14.0

Tableau I.2 : Fourchettes des flux polluants annuels à l'aval des bassins versants séparatifs et unitaires (kg/an/ha imperméabilisé) (Philippe et Ranchet 1987, Ellis 1991, Chocat 1992, Bachoc et al. 1992).

Paramètres	Rejets pluviaux séparatifs	Rejets pluviaux unitaires
MES	350 - 2300	100 - 3500
DCO	22 - 1100	62 - 2000
DBO ₅	35 - 210	85 - 800
N-NH ₄	1 - 25	15 - 85
P _{tot}	0.5 - 4.9	2.2 - 8.8

Tableau I.3 : Concentrations moyennes des rejets pluviaux séparatifs selon l'urbanisation (mg/L) (Stahre et Urbonas 1990).

Paramètres	Zone résidentielle	Zone mixte	Zone commerciale	Zone non urbaine
MES	101	67	69	70
DCO	73	65	57	40
DBO ₅	10	7.8	9.3	
NTK	1.9	1.3	1.2	0.9
P _t	0.4	0.3	0.2	0.12

Comme indiqué dans la Figure I.2, les compartiments « atmosphère » et « sol » contribuent à la pollution des eaux pluviales. La pollution atmosphérique est peu importante dans la majorité des cas sauf en cas d'activité industrielle forte (sulfates, oxydes d'azote, métaux, etc.). Elle est normalement faible en MES et DBO₅, mais elle acidifie les eaux de pluie et peut être transportée sur de grandes distances. Elle contribue à la pollution qui s'accumule en surface entre deux pluies d'après Thévenot (1992). La pollution atmosphérique peut constituer 0,6 à 3% des MES des rejets urbains en temps de pluie, qui contiennent des concentrations non négligeables en métaux (Cd, Cu, Zn, Pb, Zn, Cu...). Gehin et al. (2008) ont déterminé que la taille des particules qui se trouvent dans l'atmosphère est inférieure à 100 nm à l'exception des particules industrielles lourdes qui peuvent atteindre 1 mm (Fig I.3). Du fait de cette petite taille les particules restent longtemps dans l'atmosphère. La pollution atmosphérique est à la fois adsorbée à ces particules et également à l'état gazeux. La répartition entre particules et état gazeux dépend de la nature des particules, de la température et de l'humidité de l'air (Kuske et al., 2000). Deux types de précipitations peuvent être définis : les précipitations sèches et les précipitations humides.

Les précipitations sèches (en l'absence de pluie ou de neige) sont très peu mesurées. On peut citer les travaux du LEESU en France depuis 1995 (Azimi, 2000 ; Garnaud, 1999, Kocillari, 1999). Ces précipitations sont généralement caractérisées par les polluants qui s'accumulent dans le bassin versant. Ce sont les précipitations humides qui rapportent plus de pollution emprisonnée dans l'atmosphère. La condensation de la vapeur atmosphérique autour des particules et la solubilisation des polluants dans les gouttelettes nuageuses conduisent à un lessivage de la pollution.

Ce lessivage va également s'appliquer aux surfaces sur lesquelles les précipitations sèches ont pu se déposer. Les eaux de ruissellement sont très chargées en MES et éléments minéraux inertes et elles sont moins chargées en DBO₅ par rapport aux rejets domestiques. Les substances polluantes qu'elles transportent proviennent principalement :

- Des véhicules à moteur (pneus, métal, hydrocarbure)
- Des activités industrielles (métaux lourds, solvants hydrocarbures...)
- De l'érosion des surfaces naturelles, des chantiers
- De l'usure des revêtements des rues et de certains éléments métalliques (rambardes, toits)
- Des déchets (verre, papiers, plastiques...)
- Des sels et matériaux de déglacage
- Du chauffage (huile, bois...)
- Et comme cela a été dit précédemment, des retombées atmosphériques sèches.

Il est très difficile de déterminer avec précision le pourcentage des retombés atmosphériques secs dans les eaux de ruissellement en temps de pluie. Les résultats varient de simple au triple et parfois plus même. On trouve déjà cette grande variabilité dans les travaux de Valiron et Tabuchi (1992), Bertrand-Krajewski et al (1993) et Zug (1998).

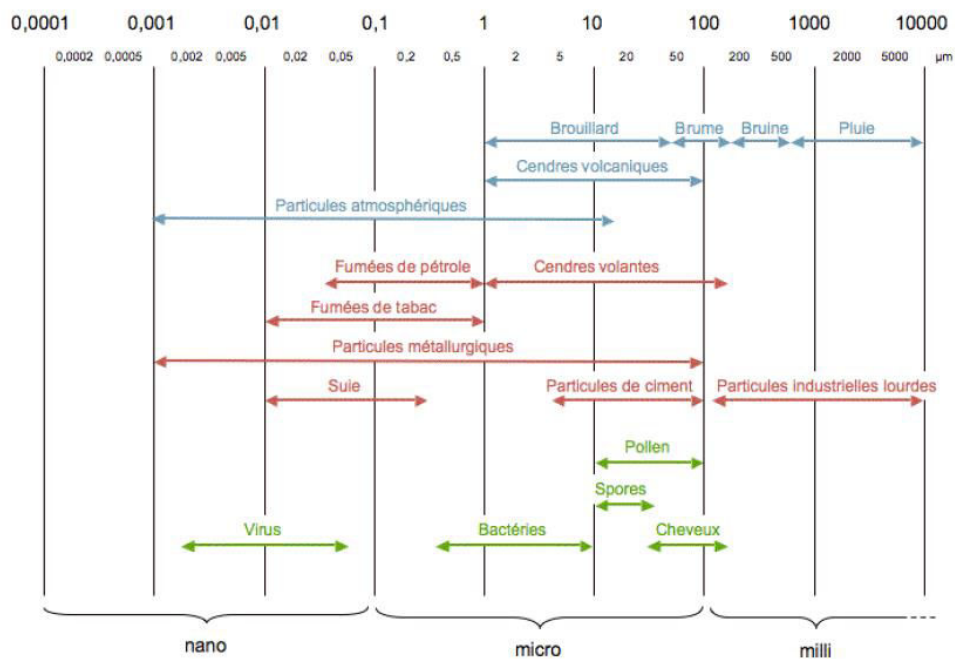


Figure I.3 : Dimension des particules présentes dans l'air.

Ces eaux contiennent également un certain nombre de contaminants chimiques présents en faible quantité (généralement dénommés micropolluants) et qui peuvent être classés en substances chimiques organiques et minérales comme cela est présenté dans les tableaux I.4 et I.5. Ils trouvent leur origine dans les différents types d'eaux précédemment mentionnés. On recense plus de 110 000 substances mises sur le marché communautaire de l'union

européenne, dont 100 000 sont des substances sur lesquelles peu d'informations sont connues. Ces substances entrent dans la composition de plusieurs produits et interviennent dans de nombreux procédés industriels. Certaines sont issues d'une utilisation industrielle, mais d'autres comme le cuivre et le zinc pour les espèces minérales ou les détergents pour les espèces organiques ont également une origine domestique (cuivre dans les canalisations, zinc dans les dentifrices, argent dans des produits textiles, cuivre et zinc dans l'alimentation). Cadmium (pneus) et platine (pot catalytique) sont liés à la circulation automobile.

Tableau I.4 : Micro / mésopolluants minéraux.

Familles	Polluants
Métaux et et métalloïdes	Ag, As, Bi, Cd, Co, Cr, Cu, Fe, Hg, Ni, Mn, Pd, Sb, Se, Sn Te, Ti, Zn.
Anions	N (nitrates, nitrites), S (sulfates, sulfures), nitrites, F (fluorures), Cl (chlorures) ...

Tableau I.5 : Micropolluants organiques par famille de produit (liste non exhaustive).

Famille de produits	Origine	Types de molécule chimique	Notes
Hydrocarbures ou huiles minérales	Essence, diesel, naphtha, fuel, goudron...	Alcanes (hydrocarbures aliphatiques)	BTEX ² , certains COV ³ , HAP
		Cyclanes (hydrocarbures aliphatiques cycliques)	
		Hydrocarbures aromatiques monocycliques	
Produits organiques industriels	Bases de chimie de synthèse	Hydrocarbures aliphatiques et aromatiques halogénées (chlorés, fluorés, bromés, iodés)	COV halogénés (volatils)
		Aromatiques monocycliques substitués (halogénés, phénolés, nitrates) ou non aromatiques polycycliques (HAP)	Certains DNAPL ⁴ COV halogénés semi-volatils
	Traitement de solvants	Composés phénoliques, Phtalates	La plupart des CFC ⁵
		PCB, PCT, Dioxines, furanes.	
Phytoprotecteurs	Herbicides,	Amides, urées,	Principale source

² BTEX = Benzène, Toluène, Éthylbenzène et Xylènes

³ Composés Organiques Volatils

⁴ Dense nonaqueous phase liquids

⁵ Chlorofluorocarbure

	insecticides, acaricides, raticides, fongicides	sulfonylurées, triazines, acides aryloxyalkanoïques, diphényl-éther, carbonate...	de pollution diffuse dans l'environnement
	Détergents	Détergents anioniques et cationiques.	
Autres	Produits pharmaceutiques	Principes actifs pharmaceutiques et leurs métabolites	

Dans l'optique de réduire la présence des micropolluants les plus toxiques la directive cadre européenne sur l'eau 2000/60/EC a établi une liste de composés prioritaires à surveiller. La liste était initialement composée de 33 substances ou groupes de substances (tableau I.6) et elle doit être révisée au moins une fois tous les quatre ans. Ces substances sont utilisées dans l'ensemble de l'Union Européenne d'où la nécessité d'introduire des normes de qualité environnementale harmonisées sur l'ensemble des territoires.

Tableau I.6 : Normes de qualité environnementale pour les substances prioritaires et certains autres polluants.

Nom de la substance	Numéro CAS ⁽⁶⁾	substance NQE- MA ⁽⁷⁾ Eaux de surface intérieures ⁽³⁾	NQE- MA ⁽⁶⁾ Autres eaux de surface	NQE CMA ⁽⁸⁾ Eaux de surface intérieures ⁽⁹⁾	NQE CMA ⁽⁷⁾ Autres eaux de surface
1 Alachlore	15972-60-8	0.3	0.3	0.7	0.7
2 Anthracène	120-12-7	0.1	0.1	0.4	0.4
3 Atrazine	1912-24-9	0.6	0.6	2	2
4 Benzène	71-43-2	10	8	50	50
5 Diphényléthers bromés ⁽⁷⁾	32534-81-9	0,0005	0.0002	sans objet	sans objet

⁶ CAS : Chemical Abstracts Service

⁷ NQE-MA : Numéro UE. Ce paramètre est la norme de qualité environnementale exprimée en valeur moyenne annuelle (NQE-MA). Sauf indication contraire, il s'applique à la concentration totale de tous les isomères.

⁸ Ces groupes de substances englobent généralement un très grand nombre de composés.

⁹ Lorsqu'un groupe de substances est retenu, un représentant typique de ce groupe est mentionné à titre de paramètre indicatif (entre parenthèses et sans numéro). Pour ces groupes de substances, le paramètre indicatif doit être défini en recourant à la méthode analytique.

6	Cadmium et ses composés (suivant les classes de dureté de l'eau) ⁽¹⁰⁾	7440-43-9	≤ 0,08 (classe 1) 0,08 (classe 2) 0,09 (classe 3) 0,15 (classe 4) 0,25 (classe 5)	0,2	≤ 0,45 (classe 1) 0,45 (classe 2) 0,6 (classe 3) 0,9 (classe 4) 1,5 (classe 5)	≤ 0,45 (classe 1) 0,45 (classe 2) 0,6 (classe 3) 0,9 (classe 4) 1,5 (classe 5)
6 bis	Tétrachlorure de carbone	56-23-5	12	12	sans objet	
7	Chloroalcane C10-13	85535-84-8	0,4	0,4	1,4	1,4
8	Chlorfenvinphos	470-90-6	0,1	0,1	0,3	0,3
9	Chlorpyrifos (éthylchlorpyrifos)	2921-88-2	0,003	0,003	0,1	0,1
9 bis	Pesticides cyclodiènes: Aldrine ⁽¹¹⁾ Dieldrine ⁽¹⁰⁾ Endrine ⁽¹⁰⁾ Isodrine ⁽¹⁰⁾	309-00-2 60-57-1 72-20-8 465-73-6	S = 0,01	S = 0,005	sans objet	sans objet
9 ter	DDT total ⁽¹⁰⁾ ⁽¹²⁾ para-para-DDT ⁽¹⁰⁾	sans objet 50-29-3	0,025 0,01	0,025 0,01	sans objet sans objet	sans objet sans objet
10	1,2-Dichloroéthane	107-06-2	10	10	sans objet	sans objet
11	Dichlorométhane	75-09-2	20	20	sans objet	sans objet
12	Di(2-éthylhexyl)phtalate (DEHP)	117-81-7	1,3	1,3	sans objet	sans objet
13	Diuron	330-54-1	0,2	1,2	1,8	1,8
14	Endosulfan	115-29-7	0,005	0,005	0,01	0,01
15	Fluoranthène	206-44-0	0,1	0,1	1	1
16	Hexachlorobenzène	118-74-1	0,01 ⁽¹³⁾	0,01	0,05	0,05
17	Hexachlorobutadiène	87-68-3	0,1 ⁽¹²⁾	0,1	0,6	0,6
18	Hexachlorocyclohexane	608-73-1	0,02	0,002	0,04	0,02
19	Isoproturon	34123-59-6	0,3	0,3	1	1
20	Plomb et ses composés	7439-92-1	7,2	7,2	sans objet	sans objet
21	Mercure et ses composés	7439-97-6	0,05 ⁽¹²⁾	0,05	0,07	0,07
22	Naphthalène	91-20-3	2,4	1,2	sans objet	sans objet
23	Nickel et ses composés	7440-02-0	20	20	sans objet	sans objet
24	Nonylphénol (4-nonylphénol)	104-40-5	0,3	0,3	2	2
25	Octylphénol (4-(1,1', 3,3' -	140-66-9	0,1	0,01	sans objet	sans objet

¹⁰ Pour le cadmium et ses composés (n° 6), les valeurs retenues pour les NQE varient en fonction de la dureté de l'eau telle que définie suivant les cinq classes suivantes: classe 1 : <40 mg CaCO₃/l, classe 2 : 40 à <50 mg CaCO₃/l, classe 3 : 50 à <100 mg CaCO₃/l, classe 4 : 100 à <200 mg CaCO₃/l et classe 5 : ≥200 mg CaCO₃/l

¹¹ Cette substance n'est pas une substance prioritaire mais un des autres polluants pour lesquels les NQE sont identiques à celle définies dans la législation qui s'appliquait avant le 13 janvier 2009

¹² Le DDT total comprend la somme des isomères suivants: 1,1,1-trichloro-2,2 bis (p-chlorophényl) éthane (numéro CAS 50-29-3 ; numéro UE 200-027-3); 1,1,1-trichloro-2 (o-chlorophényl)-2-(p-chlorophényl) éthane (numéro CAS 789-02-6 ; numéro UE 212-332-5); 1,1-dichloro-2,2 bis (p-chlorophényl) éthylène (numéro CAS 72-55-9 ; numéro UE 200-784-6) et 1,1-dichloro- 2,2 bis (p-chlorophényl) éthane (numéro CAS 72-54-8 ; numéro UE 200-783-0).

¹³ Si les Etats membres n'appliquent pas les NQE pour le biote, ils instaurent des NQE plus strictes pour l'eau afin de garantir un niveau de protection identique à celui assuré par les NQE applicables aux biotes fixés à l'article 3, paragraphe 2 de la présente directive. Ils notifient à la Commission et aux autres Etats membres, par l'intermédiaire du comité visé à l'article 21 de la directive 2000/60/CE, les raisons motivant le recours à cette approche et les fondements de ce recours, les autres NQE établies pour l'eau, y compris les données et la méthode sur la base desquelles les autres NQE ont été définies, et les catégories d'eau de surface auxquelles elles s'appliqueraient

tétraméthylbutyl)-phénol))						
26	Pentachlorobenzène	608-93-5	0,007	0,0007	sans objet	sans objet
27	Pentachlorophénol	87-86-5	0,4	0,4	1	1
	Hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP) ⁽¹⁴⁾	sans objet	Sans objet	Sans objet	sans objet	sans objet
	Benzo(a)pyrène	50-32-8	0,05	0,05	0,1	0,1
28	Benzo(b)fluoranthène	205-99-2	S = 0,003	S = 0,003	sans objet	sans objet
	Benzo(k)fluoranthène	207-08-9			sans objet	sans objet
	Benzo(g,h,i)perylène	191-24-2	S = 0,002	S = 0,002	sans objet	sans objet
	Indeno(1,2,3-cd)pyrène	193-39-5			sans objet	sans objet
29	Simazine	122-34-9	1	1	4	4
29 bis	Tétrachloroéthylène ⁽¹⁰⁾	127-18-4	10	10	sans objet	sans objet
29 ter	Trichloroéthylène ⁽¹⁰⁾	79-01-6	10	10	sans objet	sans objet
30	Composés du tributylétain (tributylétain-cation)	36643-28-4	0,0002	0,0002	0,0015	0,0015
31	Trichlorobenzènes	12002-48-1	0,4	0,4	sans objet	sans objet
32	Trichlorométhane	67-66-3	2,5	2,5	sans objet	sans objet
33	Trifluraline	1582-09-8	0,003	0,003	sans objet	sans objet

La composition chimique des eaux pluviales dépend entre autres du pH donc de l'acidité, autrement dit de l'agressivité chimique. A cela vient s'ajouter une agressivité physique. Celle-ci se définit par l'intensité de la pluie et sa durée. Bertrand-Krajewski (1998) a travaillé sur la pollution due aux premiers flux. Ils correspondent à la période initiale d'un évènement pluvial et durant laquelle la concentration en polluants est plus importante que durant le reste de l'évènement. Celle-ci a un comportement bien spécifique : plus de 80% de la masse des polluants accumulés sur le bassin versant est entraînée par les premières eaux qui tombent (Bertrand-Krajewski, 1998 ; Kaspersen, 2008). Les rapports qu'on trouve dans la littérature précisent qu'entre 70-80% de la pollution accumulée sur un bassin versant est entraînée par les premiers 20-30% du volume de l'évènement pluvial (Wanielista et Yousef, 1993 ; Sansalone et Buchberger, 1997 ; Bertrand-Krajewski et al., 1998 ; Deletic, 1998 ; Deletic et Maksimovic, 1998).

Dans les eaux pluviales, le type et la quantité des substances présentes est très variable dans l'espace et dans le temps, et ils dépendent aussi de la pluviométrie. En effet, l'intensité et la durée de l'évènement pluvial peuvent influencer le comportement de la pollution en milieu urbain. Comme le montre le tableau I.7 (Gromaire-Mertz et al, 1999), la pollution, à travers ses différents paramètres, se comporte d'une manière très aléatoire.

¹⁴ Pour le groupe de substances prioritaires «hydrocarbures aromatiques polycycliques» (HAP) (n° 28), chacune des différentes NQE est applicable, c'est-à-dire que la NQE pour le benzo(a)pyrène, la NQE pour la somme du benzo(b)fluoranthène et du benzo(k)fluoranthène et la NQE pour la somme du benzo(g,h,i)perylène et de l'indéno(1,2,3-cd)pyrène doivent être respectées.

Tableau I.7 : Gamme des concentrations moyennes par évènement pour le ruissellement des chausses, toits et cours à Paris (Gromaire-Metz et al., 1999).

	Intensité de la pluie (mm)	Intensité moyenne (mm/h)	Intensité maximum supérieure à 5 mm (mm/h)	Durée de la pluie (hh:mm)	Période sec (jour)
Minimum	2,7	1,1	2,6	00:30	0,1
Maximum	21,6	24,0	80,8	06:56	50,5
Médiane	8,6	3,7	14,8	02:00	3,0

		Eaux de toitures			Eaux de cour			Eaux de voiries		
		Min	Max	Médiane	Min	Max	Médiane	Min	Max	Médiane
MES	mg/L	3	304	29	22	490	74	49	498	92,5
DCO	mg/L	5	318	31	34	580	95	48	964	131
DBO ₅	mg/L	1	27	4	9	143	17	15	141	36
Hc	µg/L	37	823	108	125	216	161	115	4032	508
Cd	µg/L	0,1	32	1,2	0,2	1,3	0,8	0,3	1,8	0,6
Cu	µg/L	3	247	37	13	50	23	27	191	61
Pb	µg/L	16	2764	493	49	225	107	71	523	133
Zn	µg/L	802	38061	3422	57	1359	563	246	3839	560

Il faut noter que chaque source contribue de manière différente à ce type de contaminants (Tableau I.7). Entre les toitures et les voiries, les parkings et les chantiers, la concentration de que chaque élément peut varier avec facteur très important. Le tableau I.7 souligne cette tendance.

I.1.4 Impact sur le milieu aquatique

Le milieu aquatique est composé des eaux marines et des eaux continentales (souterraines, superficielles (lotiques ou lentiques), nappes d'accompagnement, zones humides). Il est caractérisé par un habitat, une population végétale et animale et une qualité physico-chimique. Le climat, la géologie, l'ensoleillement et l'activité humaine influencent le milieu aquatique en agissant sur l'un des quatre groupes qui le constituent : la matière première produite à partir des plantes aquatiques et algues, les animaux aquatiques qui se nourrissent de ces plantes (crustacés, poissons...), les prédateurs qui chassent et consomment les animaux aquatiques et enfin les décomposeurs comme les bactéries ou les champignons qui se nourrissent des matières organiques et produisent les sels minéraux. Ces quatre groupes constituent la chaîne alimentaire. Ainsi on définit plusieurs types d'écosystèmes (Figure I.4), en allant de la source au milieu marin ou de l'amont vers l'aval.

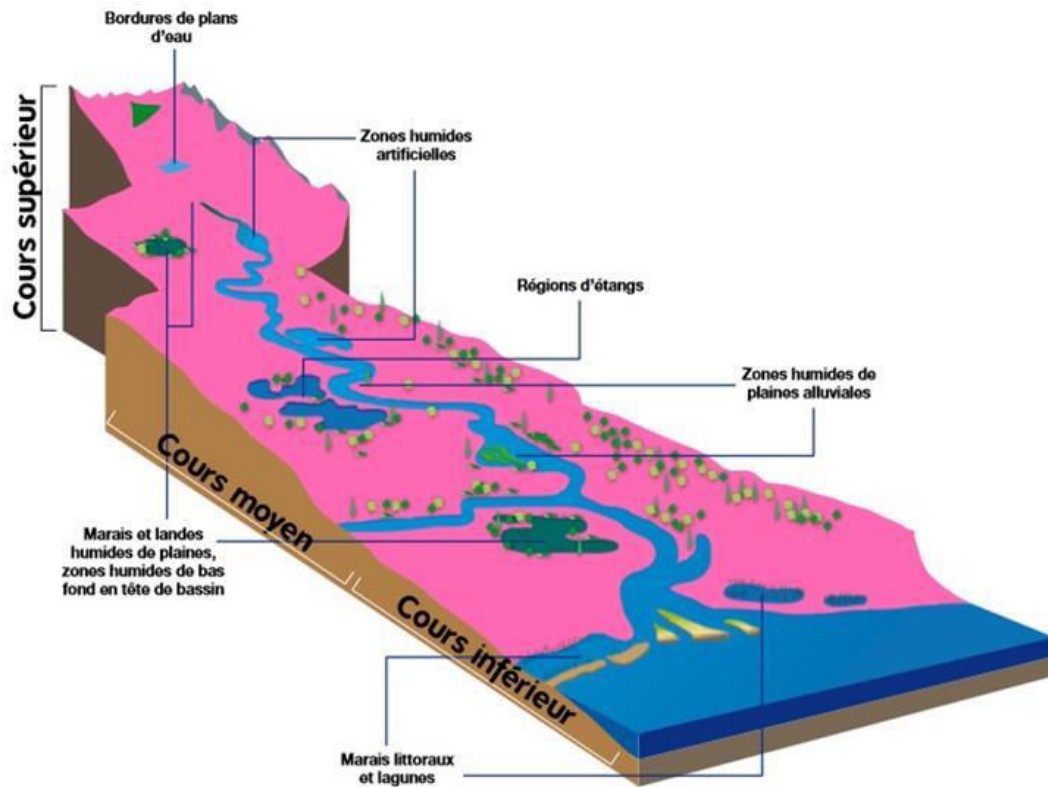


Figure I.4 : Différents types d'écosystèmes aquatiques (ONEMA).

L'équilibre d'un système aquatique se traduit par des échanges cycliques de matière et d'énergie qui sont dus aux interactions entre ses différentes composantes. Pour que le système soit équilibré, il faut que les relations à l'intérieur de l'écosystème lui-même restent en bon état, de façon à préserver le nombre et la variété des espèces vivantes.

Les milieux aquatiques dans leur ensemble sont soumis à des pressions importantes en termes de pollution qui les contaminent à tout niveau et mettent en danger la chaîne alimentaire. D'après l'ONEMA (2010), 21% des rivières (34% étant dans un état indéterminé) et 40% des nappes souterraines sont dans un mauvais état chimique. Cette dégradation est causée par la macropollution d'une part, qui provient des rejets urbains, industriels et agricoles et également des micropolluants.

La pollution inorganique ou les micropolluants arrivent à passer toute la chaîne de traitement pour atteindre le milieu aquatique. La Figure I.5 schématise leur parcours, avec des bilans dans le cas du bassin de la Seine (Chevreuil et al., 2009).

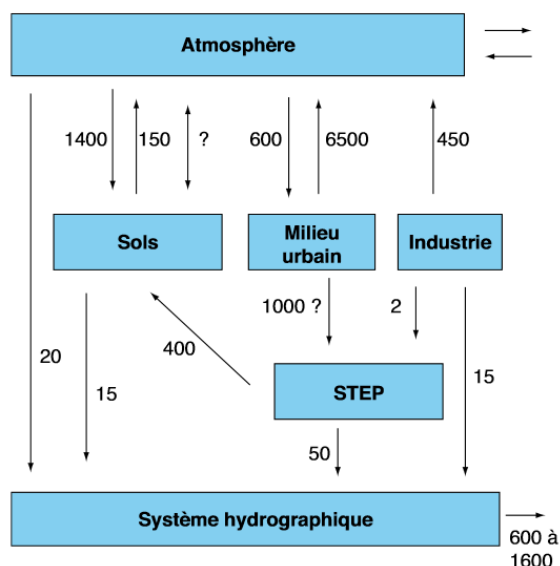


Figure I.5 : Tentative de bilan de la circulation des HAP dans le bassin de la Seine, en kg/an de la somme des 6-HAP (Chevreuil et al, 2009).

I.1.5 Protection réglementaire et juridique des milieux aquatiques

I.1.5.1 Evolution de la perception au cours du temps (directive cadre européenne sur l'eau)

En 2000, le Parlement européen et le Conseil de l'Union européenne ont établi un cadre réglementaire pour protéger la gestion de l'eau à travers l'ensemble des pays de la communauté. Avant d'établir des plans de gestion et des programmes de mesure pour chaque masse d'eau, les états membres doivent identifier et analyser les eaux européennes, recensées par bassin et par district hydrographique. Les masses d'eau à prendre en considération sont : les eaux continentales de surface, les eaux souterraines, les eaux de transition et les eaux côtières.

Plusieurs directives existaient déjà avant celle de 2000 :

- la directive 91/676/CEE qui vise à réduire la pollution due à l'azote issu de l'agriculture,
- la directive ERU 91/271/CEE relative aux eaux résiduaires urbaines,
- les directives 91/414/CEE et 98/8/CE relatives à la mise sur le marché des produits phytopharmaceutiques et des biocides respectivement,
- la directive IPPC 96/61/CE sur la prévention et à la réduction intégrées de la pollution et la directive 99/31/CE concernant la mise en décharge des déchets.

La directive cadre sur l'eau 2000/60/CE fixe l'objectif d'atteindre le bon état écologique et chimique de toutes les eaux communautaires d'ici à 2015. Dans un premier temps, chaque état doit recenser les bassins hydrographiques qui trouvent sur son territoire et les rattacher aux districts hydrographiques. Cependant, les bassins hydrographiques partagés par plusieurs états

doivent se regrouper au sein d'un district international. Sur chaque district une autorité compétente est désignée pour l'application des règles prévues dans la présente directive-cadre au sein de chaque district hydrographique. Ces deux premières étapes ont été réalisées avant la fin de 2003.

À partir de 2004, un état des lieux a été dressé au travers duquel les caractéristiques de chaque district ont été analysées. L'état des lieux a permis également de recenser les masses d'eaux utilisées pour le captage d'eau destinée à la consommation humaine fournissant plus de 10 m³/jour ou desservant plus de 50 personnes, une analyse économique de l'utilisation des eaux, une compréhension de l'incidence de l'activité humaine sur les eaux et enfin l'établissement d'un registre des zones qui nécessitent une protection spéciale. La directive prévoit de refaire cette analyse en 2013 et puis tous les 10 ans. En 2006 les états membres ont mis en place les réseaux de surveillance dans chaque état, établit une typologie des eaux de surface et un étalonnage des méthodes d'évaluation de l'état des lieux pour comparer la qualité des milieux aquatiques entre pays.

Depuis la DCE de 2000 plusieurs autres directives ont vu le jour, venant compléter les efforts sur :

- Les eaux souterraines : la protection des eaux souterraines contre les substances polluantes a fait l'objet de la directive 2006/118/CE, qui impose des limites aux substances introduites dans les eaux avec des mesures de prévention des rejets indirects. La directive prévoit également des critères pour évaluer l'état chimique de l'eau.
- Les risques d'inondation : la directive relative à l'évaluation et la gestion des risques d'inondation est la directive 2007/60/CE. La directive vise à protéger l'environnement, la santé humaine, les infrastructures et les biens. Elle incite les états membres à adopter une stratégie de planification à long terme. La stratégie comporte trois étapes : la première étape consiste à identifier les lieux à risque d'inondation, la seconde est de cartographier les risques d'inondation dans tous les lieux pour décembre 2013, et enfin la production de plans de gestion des risques d'inondation (pour décembre 2015), en association étroite avec le public et dans un souci de coopération entre les États membres.
- La directive 2008/105/CE établit les normes de qualité environnementale (NQE) dans le domaine de l'eau en fixant les limites des trente-trois substances prioritaires recensées dans la décision n° 2455/2001/CE et de huit autres polluants déjà réglementés au niveau de l'Union, conformément aux dispositions et aux objectifs de la directive 2000/60/CE.

I.1.5.2 En France

Les premières lois sur la protection de nature en France ont été adoptées à partir des années 1960 (lois du 10 juillet 1967, du 19 juillet 1967...). En ce qui concerne l'eau il faut citer les lois du 16 décembre 1964 et du 3 janvier 1992.

Les premières lois étaient d'intérêt général en matière de la protection des espaces naturels pour le maintien d'un équilibre biologique et la protection des ressources. Pour cela on a défini les installations qui peuvent être dangereuses ou des sources de pollutions pour les soumettre à un contrôle juridique et administratif approprié.

La loi du 3 janvier 92 divise la France en six bassins hydrographiques en métropole et cinq en outre-mer : Guadeloupe, Guyane, Martinique, Mayotte, Réunion (Figure I.6). Chaque bassin est doté d'un comité de bassin constitué par trois collèges : les collectivités territoriales, les usagers et personnes compétentes ; les représentants de l'Etat et d'une agence financière (agence de l'eau ou office de l'eau en outre-mer) chargée d'une politique incitative. La loi a fait également naître le Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SDAGE). Elle fixe pour chaque bassin ou groupement de bassins les orientations fondamentales d'une gestion équilibrée de la ressource en eau.

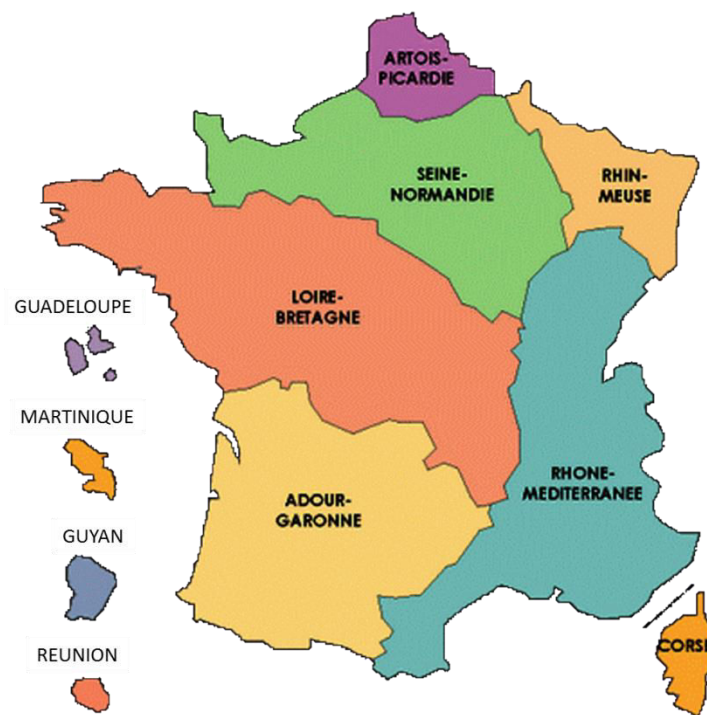


Figure I. 6 : Bassins hydrographiques en France (Sandre, OIEeau, 2011).

La loi Barnier du 2 février 1995 instaure les grands principes du droit de l'environnement. La loi vise à élaborer des règles juridiques qui vont permettre de comprendre, protéger, utiliser, gérer et restaurer l'environnement. Ces principes sont :

- **le principe de précaution** : selon ce principe, et lors de l'adoption des mesures visant à prévenir un dommage et un risque effectif de l'environnement, le manque d'information ne doit pas être un obstacle.
- **le principe d'action préventive et de correction**, par priorité à la source, des atteintes à l'environnement, en utilisant les meilleures techniques disponibles à un coût économiquement acceptable.
- **le principe « pollueur-payeur »**, selon lequel le pollueur doit supporter les frais résultant des mesures de prévention, de réduction et de lutte contre la pollution
- **le principe de participation** : rendre l'information sur l'environnement accessible pour le citoyen pour bien informer le grand public.

La loi sur l'eau et les milieux aquatiques (LEMA) du 30 décembre 2006 vient renforcer la législation française déjà existante sur l'eau et les milieux aquatiques. Elle instaure un meilleur équilibre dans la gestion de la source à travers la protection contre les inondations et la promotion d'une utilisation efficace de la source dans le cadre du développement durable.

Le découpage du territoire français en sous-bassins permet d'agir localement et rapidement. La LEMA a donné beaucoup plus de possibilités d'orientation aux comités de bassins. En effet, la loi définit les programmes d'intervention pluriannuels des agences de l'eau. Elle leur a permis de participer à l'élaboration des décisions financières des agences, la création des instances consultatives au niveau du comité national de l'eau. Elle améliore également la représentation des différents usagers de l'eau.

De plus, les agences de l'eau qui sont au nombre de six ont vu leur mission se préciser dans la loi, à travers la mise en œuvre des schémas directeurs d'aménagement de gestion des eaux (SDAGE) et des schémas d'aménagement et de gestion des eaux (SAGE).

I.1.5.3 La décentralisation et son apport à la gestion des eaux en temps de pluie

Jusqu'aux années 1980 la gouvernance en France était centralisée et les travaux importants étaient suivis par les services de l'Etat, les corps des Ponts et Chaussées et de l'Agriculture, des Eaux et de Forêts. Par ailleurs, la direction départementale de l'équipement et la direction départementale de l'agriculture et des forêts pouvaient en même temps faire les études d'un ouvrage et être maître d'ouvrage et d'œuvre (Chouli, 2006).

Les problématiques liées à la gestion centralisée des ressources en eau ont beaucoup évolué. Cette évolution résulte de la croissance de la demande mais aussi de la complexité de la gestion elle-même. Ainsi plusieurs contraintes ont été ajoutées pour les institutions qui se chargent de la gestion, entre autres la problématique de la pollution mais aussi une exploitation de la ressource dans le cadre du développement durable. Le cadre réglementaire de la gestion doit assurer la qualité et la disponibilité des eaux. La France s'est engagée depuis les années 80 dans une politique de décentralisation pour répondre justement à ces besoins croissants. Dans ce sens on peut citer un certain nombre de textes réglementaires (Chouli, 2006) :

- *Les lois de décentralisation du 2 mars 1982 et du 22 juillet 1983 (collectivités territoriales libérées de la tutelle d'autres collectivités ou de l'Etat)*
- *La loi du 7 Janvier 1983 (transfert des compétences aux collectivités, élaboration des plans d'urbanismes et émission des permis de construire (SDAU et POS), impôts locaux, emprunts)*
- *Les lois du 6 février 1992 (Joxe), et du 4 février 1995 (Pasqua-Hoeffel) (décentralisation des services de l'Etat pour mieux collaborer avec les collectivités, coopération intercommunale)*
- *Les lois Voynet (n°99-533 de 1999), Chevènement (n°99-586 de 1999) et Gayssot-Besson (n°2000-1208) renforçant la coopération intercommunale*
- *La loi n°2004-809 du 13 Août 2004, relative aux libertés et responsabilités locales, (transfert de plusieurs responsabilités des services étatiques aux collectivités territoriales)*

A partir de ce cadre réglementaire, les collectivités locales vont s'orienter vers le développement de leur savoir-faire dans la gestion des ressources, les problèmes administratifs, financiers, techniques et juridiques pour résoudre les problèmes liés à l'assainissement. La décentralisation nécessite la mise en place de nouvelles compétences dans les services des collectivités territoriales. Cela pose un problème d'adaptation pour les petites collectivités. La mise en place d'une politique d'aide intercommunale permet un transfert de savoir-faire mais ralentit l'évolution des systèmes de gestion des eaux pluviales. A cela s'ajoute une évolution à plusieurs vitesses de la gestion des eaux pluviales. En effet, pour chaque collectivité territoriale les techniques de gestion sont choisies au niveau local et elles varient d'une région à une autre. Par exemple, la gestion à la source a été adoptée par certaines régions qui ont mis en place des dispositifs spéciaux pour la gestion tandis que d'autres n'ont pas encore fait de diagnostic.

Tableau I.8 : Etablissement de la gestion des eaux en France et leur responsabilité.

Etablissement	Responsabilité
Gouvernement et ministère	Législation nationale, budget national, contrôle et support technique à travers les régions et les préfetures, financement des contrats de rivière.
Région	Contrôle au niveau régional
Préfecture	Police des eaux, contrôle selon le code l'environnemental.
Département	Planification au niveau départemental. Les quatre départements de la Petite Couronne possèdent un réseau d'assainissement départemental, plusieurs départements cofinancent et coordonnent des projets touchant la gestion de l'eau pluviale.
Agence de l'eau	Les six Agences de l'eau sont rattachées au Ministère de l'Ecologie et du Développement durable et au Ministère du Budget.
	Le comité du bassin inclut plusieurs acteurs locaux

(département, municipalités, associations locales).

Redevances sur la pollution de l'eau et subvention des activités de dépollution.

Financement des projets de gestion de l'eau

pluviale

Etablissement spécial pour la capitale	SIAAP ¹⁵ : il assure l'assainissement et le traitement des eaux usées de la région métropolitaine, gère les eaux pluviales qui transitent dans le réseau unitaire.
--	---

Etablissement public collaborant avec les municipalités et les départements.

Collectivités territoriales	Responsables de la gestion de l'eau.
-----------------------------	--------------------------------------

I.1.5.4 Les différents outils de gestion des eaux pluviales en France

Il est important d'avoir des outils administratifs/législatifs pour assurer une bonne gestion des eaux pluviales. Ces outils peuvent permettre une bonne maîtrise en amont de chaque projet pour sa meilleure insertion dans le paysage urbain. Les outils de gestion s'améliorent dans le temps pour permettre beaucoup plus de souplesse et d'efficacité au niveau d'intervention des agents concernés.

En France, toute planification dans le domaine de l'eau est encadrée par la directive cadre européenne sur l'eau du 23 octobre 2000 transposée dans la loi française en 2004 (loi n° 2004-338 du 21 avril 2004) qui s'applique à travers les SDAGE et les SAGE, mais on trouve également les plans de prévention des risques d'inondation (PPRI), des démarches contractuelles pour les rivières, nappes, lacs et bassins versants, le zonage réglementaire et les procédures d'autorisation et de déclaration au titre de la loi sur l'eau.

Depuis 1992, la loi sur l'eau a mis à disposition des services concernés plusieurs outils pour la mise en place d'une bonne stratégie de gestion des eaux. Les schémas directeurs d'aménagement de gestion des eaux ou SDAGE sont considérés comme un outil de planification décentralisé. Un SDAGE fixe sur une durée de six ans les orientations de la gestion des ressources en eau, à travers laquelle on doit atteindre une bonne qualité de la ressource. Par ailleurs, le SDAGE, qui bénéficie d'une portée juridique, doit être compatible avec les documents d'urbanisme tel que le schéma de cohérence territoriale (SCOT), le plan local d'urbanisme (PLU), les cartes communales et le schéma d'aménagement et de gestion des eaux (SAGE).

¹⁵ SIAAP : Syndicat Interdépartemental pour l'Assainissement de l'Agglomération Parisienne

L'enjeu majeur des SDAGE est la maîtrise des eaux pluviales. Cependant, cette question n'est pas abordée de la même manière d'un bassin à un autre ou d'un projet à un autre. Les deux thèmes forts qui reviennent souvent sont la pollution et les inondations dans le cadre de la préservation de la ressource. Ces orientations se déclinent en dispositions introduites dans les projets qui sont élaborés généralement selon un état des lieux réalisés au préalable sur l'ensemble du territoire. Mais tout cela doit se faire dans un cadre réglementaire compatible avec les documents de l'urbanisme.

Le Plan de prévention de risque d'inondation ou PPRI a été institué par la loi n°95-101 du 2 février 1995 (ou loi Barnier). C'est un outil réglementaire à la disposition des préfets pour la lutte contre les inondations dans les zones à fort enjeu en limitant les conséquences de fortes crues. Dans ce contexte, la prévention des inondations par débordement direct, par remontée des nappes et par ruissellement sont les objectifs ultimes du plan. Le préfet peut imposer des mesures de maîtrise des ruissellements en amont de chaque projet d'urbanisme pour réduire les risques. Ceci se fait en contrôlant l'occupation du sol et la construction des bâtiments, par l'installation des ouvrages de stockage des eaux pluviales et par la préservation des lits majeurs et des zones d'écoulement. La cartographie des zones exposées aux risques permet également d'intervenir directement sur ces dernières qui peuvent être classées en « zones de danger » ou en « zones de précaution ». Le PPRI peut encore aller plus loin en permettant d'intervenir sur les zones qui ne sont pas classées mais qui peuvent aggraver les risques d'inondations en aval.

Le schéma d'aménagement et de gestion des eaux ou SAGE est un outil de planification à l'échelle d'un sous-bassin versant ou d'un groupement de sous-bassins versant. Il permet d'instaurer un équilibre durable entre protection des milieux aquatiques et satisfaction des usagers. Le SAGE est issu de la loi sur l'eau de 1992 et il est renforcé par la LEMA en 2006. Le document doit comporter : un plan d'aménagement de la gestion durable.

Le contrat de rivière est né en 1981. C'est un outil de gestion des rivières. Il se négocie au niveau local avec les acteurs impliqués (collectivités, associations...). Dans le contrat de rivière, on définit les objectifs communs, on fait les études et on négocie les mesures pour améliorer la qualité de la rivière.

I.1.5.5 Les orientations pour faire évoluer la politique de l'eau en France

Dans le code de l'environnement, l'objectif principal de la politique de la France en matière de gestion des ressources en eaux est annoncé comme étant de *préserver et dans la mesure du possible de reconquérir la qualité des milieux aquatiques et la ressource en eau, pour répondre aux besoins des générations actuelles sans obérer le développement des générations futures, et ce, de façon efficiente (limiter la dette écologique).*

Dans le rapport d'analyse de la politique de l'eau en France de septembre 2013, on peut trouver les grands objectifs suivants à atteindre pour la faire évoluer :

"

- Maîtriser puis réduire les pollutions diffuses agricoles : notamment les nitrates et les pesticides qui dégradent les milieux récepteurs et dont l'utilisation continue d'augmenter localement. Ceci peut se faire par la prise en compte de l'environnement dans la révision de la politique agricole.
- Améliorer le fonctionnement écologique des cours d'eau : jusqu'à présent la restauration des cours d'eau n'est pas obligatoire pour les propriétaires riverains.
- Partager la ressource en respectant les milieux naturels aquatiques
- Obtenir une meilleure complémentarité de la politique de l'eau et des autres politiques publiques : où l'eau doit être prise dans une vision globale et ses enjeux doivent être pris en compte dans les politiques agricole, énergétique, d'aménagement du territoire et d'urbanisme, de santé, etc.
- Traiter de façon durable les problèmes du petit cycle (il s'agit du cycle domestique concernant l'eau potable (captage, traitement, stockage et distribution) et l'assainissement, collectif ou non collectif (collecte, épuration, rejet)). "

I.2 TECHNIQUES DE GESTION DES EAUX EN TEMPS DE PLUIE

I.2.1 Introduction

Les volumes d'eaux générés en zones urbaines en temps de pluie ne cessent de croître. Ceci est dû à l'augmentation des surfaces imperméabilisées. L'ensemble des techniques utilisées pour la gestion des eaux en temps de pluie doivent permettre à la fois la protection contre les inondations et la réduction de la pollution produite en temps sec. Cette pollution est proportionnelle à l'activité urbaine dans chaque ville. Or la ville est considérée aujourd'hui comme un support de nombreux services pour l'homme (énergie, assainissement, logement, industrie, santé, éducation, etc.). Cette utilisation intensive de la ville peut être un élément destructeur de son environnement et d'elle-même parfois. Beck et Cumings (1996) perçoivent la ville comme un système ouvert sur son environnement en consommant des ressources et en produisant des déchets.

I.2.2 L'assainissement en ville

Depuis les premières civilisations on a toujours favorisé l'implantation des habitations à proximité de cours d'eau pour faciliter l'accès à l'eau. Avec le temps l'aménagement du territoire va devenir une préoccupation. L'augmentation de la population a fait accroître les activités industrielles et agricoles pour répondre à ses besoins. Plusieurs solutions ont été adoptées pour faire face à la dégradation de l'environnement. L'implantation des réseaux d'assainissement figure parmi ces solutions dont l'objectif premier était d'améliorer la salubrité des agglomérations, en évacuant le plus rapidement possible les eaux usées vers le milieu naturel (Chocat et al, 1997).

Au Moyen Âge à Paris, les habitants rejetaient leurs eaux dans des petits ruisseaux servant d'égouts à ciel ouvert : c'était le « tout à la rue ». Le premier règlement de police pour l'assainissement de la ville a été publié en 1350. L'utilisation des cours d'eau à cette époque comme moyen de transport des déchets a beaucoup dégradé les milieux aquatiques. En effet, plusieurs corps de métiers (tissages et teintures de laine, laveries, tanneries, forges etc.) avaient souvent le droit de rejeter leurs déchets dans les fleuves pendant la nuit et dans la majorité des cas il s'agissait de déchets liquides comprenant par exemple des colorants pour les textiles, des substances servant à la préparation de cuirs ou des acides et des bases pour le traitement de surfaces des métaux. Vers 1936 les élus de Paris ont imposé aux industriels de s'installer en dehors de l'agglomération à l'aval (Bliefert et Perraud, 2001).

Les premiers égouts modernes ont été développés en Europe entre 1800 et 1850 permettant ainsi une avancée remarquable pour ce système de gestion des eaux usées. Suite aux épidémies qui ont frappé les grandes villes (1832 à Paris, 1848 à Londres, 1849 à New York) les hygiénistes ont imposé un mode d'assainissement ainsi que son mode de fonctionnement et surtout comment le faire respecter par tout le monde. Ainsi le premier réseau d'assainissement à Paris a été construit par la loi « tout à l'égout » en 1894. La France va voir

le système se généraliser sur son territoire dès le début de 20^{em} siècle. Les premiers réseaux étaient unitaires.

Le développement du génie hydraulique a permis de concevoir des réseaux beaucoup plus adéquats. En effet, avec la circulaire générale 1333 de 1949, une approche originale pour les calculs est introduite grâce aux travaux d'Albert Caquot. Après 1950, le développement démographique dans les zones urbaines a conduit à une augmentation des activités industrielles et agricoles pour répondre aux besoins de la société. Les inondations deviennent un problème pour la sécurité des villes et leur gestion. Les dysfonctionnements des réseaux se généralisent vers les années 1960.

A partir des années 1970, et pour éviter les débordements, des réseaux secondaires ont été réalisés pour renforcer les réseaux déjà existants. Par la suite les bassins de rétention sont apparus comme une alternative pour la protection contre les inondations.

Vers les années 1980 les préoccupations environnementales commencent à s'intéresser à la pollution véhiculée par les eaux de ruissellement. Cette approche environnementale qui complète l'approche hydraulique a été introduite par la directive cadre européenne ERU¹⁶ de 1991 et la loi sur l'eau de 1992. Les techniques alternatives ont pu s'imposer à partir de cette période : elles offrent une solution très efficace pour lutter contre les inondations et améliorer le traitement de la pollution en réduisant les pressions sur les stations d'épuration.

I.2.3 Complexité du système de gestion des eaux pluviales urbaines

Le système de gestion des eaux urbaines est devenu très complexe à gérer et à intégrer dans la ville. En effet, plusieurs processus interagissent entre eux, ce qui rend très compliqué toute tentative de modélisation sans une connaissance fine des différentes composantes.

La gestion du système nécessite de nombreuses compétences techniques et des interventions qui parfois dépassent le cadre géographique de la ville. En effet, les nombreuses contraintes ont des champs d'application très variables : depuis l'obligation réglementaire pour chaque habitation d'être équipée d'un clapet anti-retour jusqu'aux contraintes à l'échelle européenne de la Directive Cadre sur l'Eau. Ces champs d'application se traduisent dans la législation française par de fortes contraintes sur les différents territoires (administratif, géographique, opérationnel, etc.) et par de nombreuses interférences avec les décisions prises par d'autres acteurs dont les responsabilités portent sur des sujets très variables (gestion de milieux naturels, urbanisme, voirie, emploi, etc.) (Granger et al., 2009).

Une nouvelle tendance de gestion des eaux pluviales urbaine a émergé depuis la fin des années 1990. Cette tendance est systémique et permet une gestion intégrée de la ressource.

¹⁶ ERU = Eaux Résiduaires Urbaines

Elle consiste à considérer l'ensemble du cycle de l'eau depuis le prélèvement jusqu'à son retour au milieu aquatique. Elle considère l'ensemble des acteurs, des impacts directs et indirects, des flux de matières et d'énergie, des dispositifs techniques et des aménagements en lien avec la gestion de l'eau avec des objectifs de durabilité à la fois des dispositifs, des aménagements et de la gouvernance.

La Figure I.7 illustre les aspects qui doivent être pris en compte afin de garantir une gestion intégrée efficace (Cherqui et al., 2011).

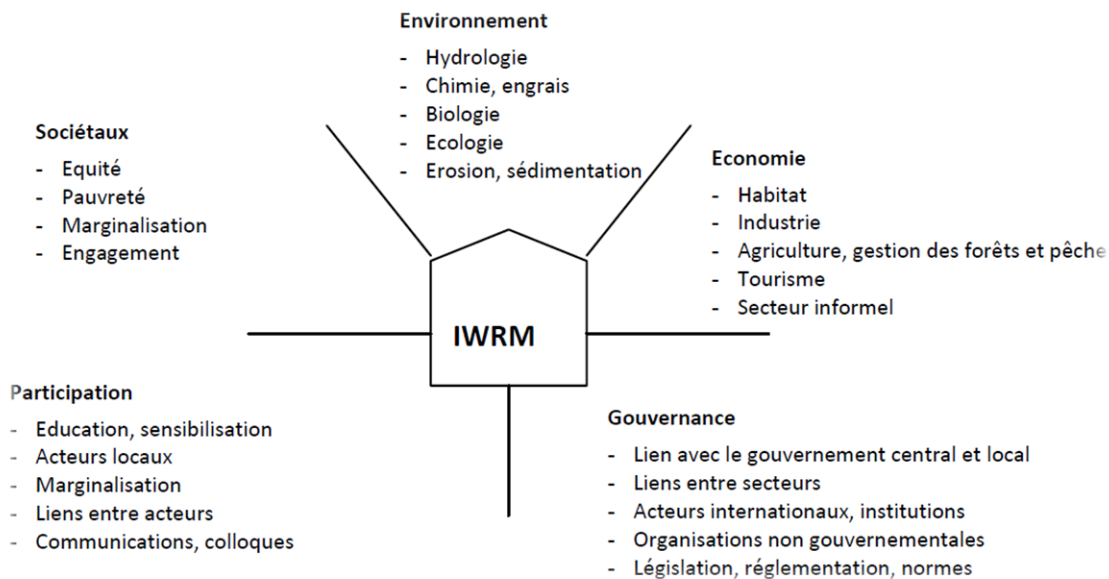


Figure I.7 : La gestion intégrée de la ressource en eau, adapté de (Varis, 2005, p 54).

Fane et al. (2005) parlent dans leurs travaux d'une stratégie de gestion des eaux urbaines qui s'appuie sur cinq principes croisant des enjeux locaux, régionaux et nationaux :

- conception urbaine sensible à l'eau (Water Sensitive Urban Design ou WSUD),
- assainissement écologique (ecological sanitation ou Eco-San),
- ingénierie écologique (Ecological Engineering ou Eco-Eng),
- traitement avancé (advanced treatment),
- gestion souple de l'eau « Soft Water Path, SWP » (S.A Fane., 2005)

Pour l'Electric Power Research Institute (EPRI, 2010), la stratégie de gestion des eaux urbaines doit comporter trois composantes : l'apport des nouvelles technologies, l'approche managériale et le financement des infrastructures.

Les techniques utilisées aujourd'hui pour la gestion des eaux pluviales urbaines sont très nombreuses. Dans la suite de ce chapitre nous avons essayé de détailler l'ensemble des techniques utilisées aujourd'hui, classiques ou alternatives. Elles peuvent parfois être combinées pour répondre à une demande bien particulière.

I.2.4 Techniques classiques

Les techniques classiques de traitement des eaux pluviales sont en fait des techniques souvent mises en œuvre dans les opérations de pré-traitement des eaux résiduaires urbaines en entrée de station d'épuration.

I.2.4.1 Flottation

La flottation est un procédé de séparation solide-liquide. Elle consiste à former un ensemble (particule + bulle d'air + réactif) plus léger que l'eau, donc flottant. Les matières solides sont amenées à flotter par la poussée des bulles d'air extrêmement fines et s'accumulent à la surface en une couche flottante ressemblant à de l'écume, où l'on peut les recueillir.

Les substances légères, solides et liquides sont séparées sous forme de boues flottantes. Etant donné que des quantités importantes peuvent avoir une influence défavorable sur le processus de décantation, leur élimination en amont de la chaîne de traitement s'avère indispensable. On se sert pour cela d'un séparateur de graisses et d'huiles. La séparation se fait dans des réservoirs ou des bacs, où l'eau circule lentement dans la partie inférieure, tandis que les substances légères montent à la surface et s'y rassemblent en une couche flottante d'épaisseur uniforme. La vitesse ascensionnelle et le volume d'eau à traiter sont les facteurs à considérer lors de la conception des séparateurs.

Il existe aujourd'hui quatre types de flottation, leur classification étant basée sur la formation des bulles d'air (Lawrence et al, 2010) :

- Flottation à air dissout où le gaz est libéré d'une solution sursaturée par réduction de la pression ;
- Flottation à air dispersé (induction), le gaz et le liquide étant mécaniquement mélangés pour induire la formation des bulles d'air ;
- Flottation par moussage, le gaz étant directement injecté dans le liquide par des barboteurs ;
- Flottation électrolytique, où les bulles sont générées par l'électrolyse de l'eau.

On utilise ces techniques dans l'industrie des eaux usées. Les techniques commerciales de flottation à gaz les plus largement utilisées sont : la flottation à air dispersé où les bulles d'air sont introduites mécaniquement dans les eaux usées avec des roues à grande vitesse ou avec des buses Venturi et la flottation par air dissout où l'air est dissout dans les eaux usées par une sous-pression et sort de la solution lorsque la pression est relâchée.

I.2.4.2 Dessablage

Les dessableurs sont des dispositifs placés dans différents points du réseau d'assainissement. Ils ont pour objectif de provoquer la mise en dépôt d'une fraction la plus importante possible

des éléments les plus grossiers véhiculés dans le flux et dans des conditions telles que leur curage puisse être aisé et donc le moins coûteux possible.

Leur principe de fonctionnement est de réduire la vitesse linéaire en la ramenant à une valeur V d'environ 0,3 à 0,4 m/s, la longueur de l'ouvrage L laissant le temps aux éléments solides de vitesse de chute v d'atteindre le fond à une profondeur h . Ainsi les particules respectant l'égalité suivante sont retenues dans le dessableur :

$$l/V = h/v \text{ avec } lh*V = Q,$$

Q étant le débit traversant.

Dans le cas des réseaux unitaires, l'importance des débits conduirait à des ouvrages de grandes tailles. Il est également court-circuité lors de fortes pluies pour éviter la remise en suspension des dépôts.

L'emplacement des dessableurs sur les réseaux est largement fonction de la topographie et de l'importance des apports en éléments solides. Ils se situent souvent en des points où il y a rupture de pente et variation de vitesse afin de provoquer des dépôts contrôlés et d'éviter la création des bouchons.

Sur le réseau de collecteurs du Val de Marne, 165 dessableurs ont été installés (61% sur le réseau unitaire, 31 % sur le réseau pluvial et 8% sur le réseau des eaux usées). Leur capacité unitaire va de 2 à 134 m³ et leur rythme de curage est de 1 à 6 par an. D'après (Yayia, 1989) le volume annuel des produits retirés est de 1800 m³ à comparer avec une capacité totale d'environ 3000 m³ d'où un rendement de 60%. Ce faible rendement peut être expliqué par le fait que 38% des dessableurs sont court-circuités et que pour les autres il y a réentraînement lors des forts débits. La composition des produits piégés en Val de Marne est dominée par des particules de 200 à 2000 µm (64 à 77%), le reste se répartissant en éléments grossiers de diamètre > 2000 µm et en produits fins de diamètre < 200 µm. Le Tableau I.9 donne les teneurs en DCO, DBO₅ et métaux lourds de la fraction inférieure à 2 millimètres des dépôts.

Tableau I.9 : Teneurs en DCO, DBO et métaux lourds de la fraction inférieure à 2 millimètres des dépôts.

	Gamme	Moyenne	Unités
DBO ₅	9-66	31	En g/kg de matière sèche
DCO	28-230	129	
Cd	1-200	40	
Pb	74-1770	480	En mg/kg de matière sèche
Zn	300-1500	850	
Ca	100-1990	520	
Ni	24-960	270	

I.2.4.3 Décantation et sédimentation

La **décantation** est un procédé de séparation solide/liquide basé sur la gravité. On parle de décantation lorsqu'on veut obtenir un liquide clarifié ou la séparation de deux phases non miscibles d'un liquide. Les procédés mis en œuvre diffèrent selon que l'on recherche seulement à augmenter la concentration des solides (épaississement) ou que l'on vise à obtenir un liquide clair à partir d'une suspension. La **sédimentation** est le processus de formation d'une boue concentrée. Elle est réalisée sur différents types de matières solides en suspension, pour lesquelles on distingue deux comportements opposés : celui des particules grenues, qui décantent indépendamment les unes des autres, et celui des particules plus ou moins floculées, qui ont des vitesses de chute variables, fonction de la taille des floes et de leur abondance (Edeline, 1997 ; Bersillon et al, 1999).

Lors de la conception d'un décanteur les données de base s'expriment en termes de volume de suspension à traiter par unité de surface et de temps et en terme de flux massique des particules à décanter par unité de surface et de temps. Ces deux conditions dépendent de la détermination expérimentale de la vitesse de sédimentation, pour laquelle plusieurs techniques existent développées majoritairement en Europe (France, Allemagne, Pays-Bas, Royaume-Uni) et aux États-Unis.

Plusieurs types de décanteurs existent, parmi lesquels on peut citer :

Décanteurs d'ultrafines en suspensions diluées : ils sont utilisés dans le traitement des eaux usées pluviales, domestiques ou industrielles. La pollution éliminée avec ces décanteurs correspond

- à des matières minérales et organiques qui sont responsables de la turbidité et de la couleur et dont leur taille est supérieure au micromètre,
- à des matières colloïdales dont la taille est inférieure au micromètre et qui génèrent également la turbidité et la couleur,
- et des matières dissoutes, de dimensions inférieures à quelques nanomètres et qui nécessitent un traitement spécifique suivant leurs espèces (oxydation, précipitation, coagulation-floculation)

Dans cette catégorie de décanteurs deux principes sont mis en jeu pour la classification des décanteurs :

➤ La décantation statique : ce mode de décantation s'applique au cas du dessablage et du traitement des eaux pluviales caractérisées par des suspensions de fines particules en faible concentration. Les différents types de décanteurs se distinguent selon les domaines d'application et selon les dimensions minimales et maximales des appareils. Il en est ainsi par exemple des appareils commercialisés par Degremont :

- type CPM (Figure 1.1, annexe 1), pour la clarification, l'épaississement et le stockage de faibles débits de boues ;

- type CPB (Figure 1.2, annexe 1), pour la clarification de liquides très chargés en matières en suspension (MES) et l'épaississement de boues dans des ouvrages d'environ 20 m de diamètre ;
- type CFS (Figure 1.3, annexe 1), pour la décantation de liquides très chargés en MES et l'épaississement de boues, pour des ouvrages de diamètres supérieurs à 20 m.

➤ **Décantation accélérée** : la décantation accélérée est utilisée pour le traitement des eaux destinées à la consommation humaine ou en prétraitement avant un traitement poussé de certaines eaux industrielles. Dans cette famille on trouve les décanteurs à lit de boues et recirculation de boues et les décanteurs à plaques et à tubes.

Décanteurs-épaisseurs de suspensions concentrées : utilisés dans l'industrie chimique et métallurgique leur action principale consiste à épaissir les rejets des opérations d'enrichissement pour récupérer de l'eau, qui est recyclée, et pour épaissir les solides afin d'assurer leur épandage dans des ouvrages de type digue-bassin de rétention.

Décanteurs-classificateurs : dans cette famille de décanteurs on joue beaucoup plus sur la vitesse de décantation en ajoutant de fines particule de sable qui vont se coller à la pollution et faire augmenter considérablement leur vitesse de chute.

I.2.4.4 Coagulation- floculation

La **coagulation** est utilisée dans beaucoup d'installations de traitement des eaux. Le processus implique d'ajouter à l'eau à traiter des sels d'aluminium ou du fer (sulfate d'aluminium, sulfate ferrique, chlorure ferrique) pour améliorer le rendement de traitement et diminuer le temps de séjour. C'est la charge positive du coagulant qui neutralise la charge négative des particules dissoutes et suspendues dans l'eau. Après cette réaction les particules se lient ensemble et coagulent pour former des floccs de taille importante (floculation). La coagulation est suivie par une sédimentation.

La distribution de la taille des particules dans le temps durant un évènement pluvial est très variable (allant de 1 μm jusqu'à 10000 μm). Les particules décantables sont éliminées facilement grâce aux forces de gravité. Cependant, les particules colloïdales particulaires et solubles, où la force de gravité n'intervient pas, peuvent être soumises à une coagulation pour former des floccs de taille importante. Leurs caractéristiques chimiques peuvent également varier notablement durant le même évènement pluvial. Plus de 80% de la pollution chimique peut être associée à la pollution particulaire dans les eaux pluviales urbaines (Gromaire-Metz et al, 1999 ; Sansalone, 2008). Pour les particules colloïdales, leurs caractéristiques physiques sont moins importantes que les propriétés électrostatiques comme le potentiel zêta ou la distribution de la taille des particules (Cristina et al, 2002).

Le pH influence largement le phénomène de coagulation et la formation des floccs. Lors de l'ajout de coagulant, le pH va également changer. Cette variation ne doit pas sortir de la plage optimale du pH, à l'intérieur de laquelle la coagulation a lieu rapidement.

La dose de réactif est un paramètre à prendre en compte également. D'une part, le pH s'abaisse avec l'acidité du coagulant. Pour se placer dans la plage de pH optimal on ajoute soit un acide ou une base. D'autre part, une forte dose de coagulant entraîne une augmentation des coûts d'exploitation tandis qu'un dosage insuffisant conduit à une qualité de l'eau insuffisante. La détermination du taux de coagulant est effectuée par analyse hors ligne au laboratoire, à l'aide d'un essai expérimental appelé « Jar-test »

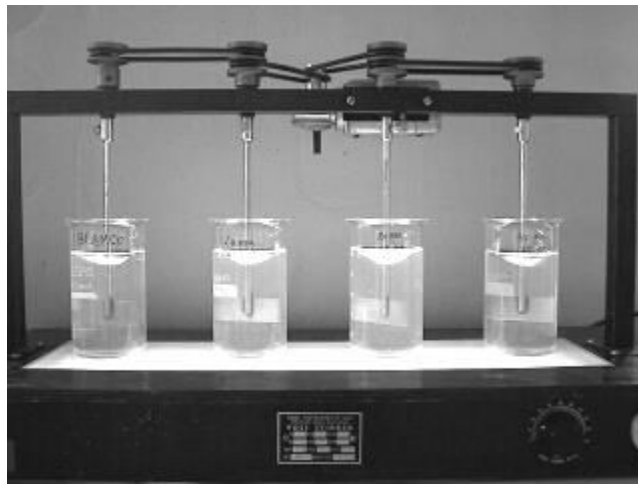


Figure I.8 : Essai de Jar-test.

La température aussi joue un rôle important. En effet, une température basse entraîne une augmentation de la viscosité de l'eau et crée des difficultés dans le déroulement du processus : ralentissement de la coagulation et de la décantation du floc formé et diminution de la plage optimale de pH. Pour faire face à cette contrainte, on peut changer le coagulant en fonction de la saison.

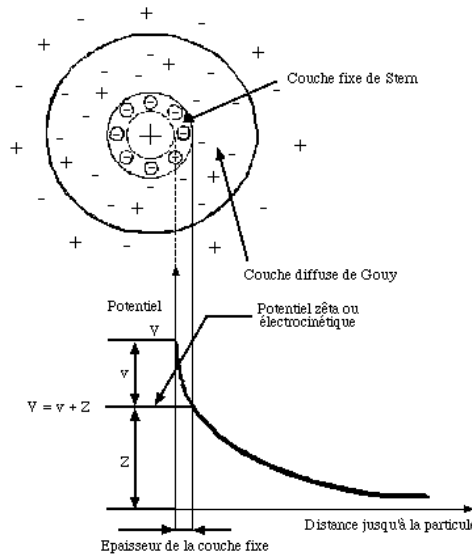


Figure I.9 : Double couche et potentiel zêta. Cas d'une particule chargée positivement (d'après Tardat-Henry, Beaudry).

La floculation repose sur l'agglomération et la mise en contact des particules après leur déstabilisation dans l'étape de la coagulation.

L'expression de Smoluchowsky permet de comprendre ce phénomène (Cardot, 1999). La formulation est la suivante :

$$\ln \frac{N}{N_0} = -\frac{4}{\pi} \alpha \Omega G t$$

Avec :

N et N_0 : nombre de particules colloïdales libres à l'instant t et t_0 ,

α : facteur de fréquence de collision efficace,

Ω : volume de particules par volume de suspension,

G : gradient de vitesse,

t : temps de contact.

Si α est égal à 1, un choc interparticulaire donne une agglomération donc une floculation. Le paramètre Ω est constant, le gradient de vitesse G n'est qu'une valeur moyenne des vitesses spécifiques des particules dans la solution. Si N est inférieur à N_0 , il y a donc moins de particules libres au temps t qu'au temps t_0 . Toute augmentation des paramètres énoncés entraîne une diminution de ce rapport. Pour obtenir une meilleure floculation, il faut augmenter le temps de contact t , le volume de particules Ω et le gradient de vitesse G .

Pour former les floccs on utilise soit des coagulants ou des adjuvants de flocculation. Contrairement à l'étape de la coagulation, la flocculation nécessite une agitation lente. Les adjuvants de flocculation sont, dans leur grande majorité, des polymères de poids moléculaire très élevé. Ils peuvent être de nature minérale, organique naturelle ou organique de synthèse. Pour un bon fonctionnement des adjuvants de flocculation, il faut que le mélange soit suffisamment lent afin d'assurer le contact entre les floccs engendrés par la coagulation. Il faut également un temps de séjour minimal pour que la flocculation ait lieu. La durée du mélange se situe entre 10 et 60 minutes.

I.2.4.5 Séparateurs d'hydrocarbures

Il existe dans l'industrie du traitement des eaux pluviales deux familles de séparateurs : la première regroupe les dispositifs qui effectuent une séparation liquide/liquide et la seconde regroupe les dispositifs qui réalisent une séparation liquide/solide. Par conséquent on isole deux types de pollution :

- Séparation des liquides légers (séparateur d'hydrocarbures) où la séparation se fait par flottation et consiste à éliminer les matières dont la masse volumique est inférieure à celle de l'eau
- Séparation des matières en suspension charriées par l'eau : elle se fait soit par décantation soit par effet hydraulique (mouvement vortex par exemple).

Les séparateurs liquide/solide, comme les décanteurs, s'avèrent intéressants en complément d'un bassin écrêteur temporaire où les temps de séjour sont relativement courts. En traitement des eaux résiduaires, les séparateurs d'hydrocarbures sont implantés généralement en amont des bassins de traitement biologiques. Ils sont également particulièrement recommandés en assainissement routier, autoroutier et urbain (station de lavage, station-service) où les risques de pollution par les hydrocarbures sont les plus importants.

Le choix de la taille nominale de l'ouvrage et du type de l'installation approprié dépend de la raison pour lesquelles un séparateur est employé, ainsi que des fonctions spécifiques qui sont attendues de sa part. Ils peuvent être installés pour un ou plusieurs types de déversement d'effluent décrits dans le Tableau I.10 et comportent plusieurs éléments (Tableau I.11).

L'article 4 de la norme NF EN 858-1 sur la conception des ouvrages de séparation d'hydrocarbure définit deux classes: séparateur I par coalescence (5 mg/l d'hydrocarbure résiduels autorisé) et séparateur II par gravité (100 mg/l d'hydrocarbure résiduels autorisé).

Les séparateurs de classe I sont plus performants que ceux de classe II. Le Tableau I.13 présente les différentes applications pour les deux classes.

Tableau I.10 : Type de déversement d'effluent (CNIPED).

Catégorie	Type de déversement d'effluents
	Traitement des eaux usées issues de la production et contaminées par des hydrocarbures :
a	<ul style="list-style-type: none"> • Lavage de véhicules ; • Distribution couverte de carburants ; • Atelier de mécanique - carrosserie automobile et motorcycle.
	Traitement des eaux de pluie contaminées par des hydrocarbures provenant de zones imperméables :
b	<ul style="list-style-type: none"> • Parking découvert ; • Distribution découverte de carburants

La majorité des constructeurs avancent des rendements d'élimination des hydrocarbures supérieurs à 95%. La norme NF EN 858-1 impose des rendements allant de 80 à 99%. Le Tableau I.14 montre les valeurs admissibles dans les rejets après traitement. Une étude sur l'efficacité des séparateurs a été menée par l'INSA de Lyon en 2005 (Brelle, 2005) sur des ouvrages réels. Ces rendements ont été mis en doute (40-50%) et qui restent très loin des valeurs annoncées par les constructeurs.

Tableau I.11 : Eléments constitutifs d'une installation de séparation d'hydrocarbures (CNIPED).

Elément constitutif	Lettre code
Débourbeur	S
Séparateur Classe I	I ou I b avec dispositif de dérivation
Séparateur Classe II	II ou II b avec dispositif de dérivation
Colonne d'échantillonnage	P

Tableau I.12 : Classe de séparateurs pour chaque application (CNIPED).

Application	Remarques	Traitement avec évacuation vers		Mesures préventives
		Réseau public	Milieu naturel	
Eau de pluie d'une station de distribution d'essence	L'eau usée ne peut pas contenir des détergents issus des activités de nettoyage.	S - II - P	S - I - P	Une capacité de stockage supplémentaire d'hydrocarbures peut être nécessaire.
Eau de pluie des parkings découverts de voitures	/	S - II - P S - II b-P (a)	S - I - P	/
Nettoyage du sol des ateliers avec agents nettoyants	/	S - I - P	(b)	Utilisation d'absorbant.
Nettoyage du sol des ateliers sans agents nettoyants	/	S - II - P		Recueil du trop plein et des hydrocarbures sur des matériaux secs.

Lavage manuel de véhicules		S - P	
Lavage de véhicules dans une installation de lavage	Surfaces véhicules	S - II - P	
Lavage de véhicules par nettoyage haute pression			
Lavage de surfaces des véhicules sans contamination par les hydrocarbures	Surfaces et dessous de caisse uniquement	S - P	Il est conseillé de réutiliser l'eau usée traitée
	Dans tous ces cas, agents nettoyants exempts d'hydrocarbures.		
Lavage de véhicules (dégravolement et moteurs)	/	S - I - P	
Lavage de véhicules par self service à haute pression	/	S - II-EBS -P (c)	
Nettoyage (sauf véhicules)		S - I - P	/
Nettoyage haute pression	Nettoyage moteur ou pièces.	S-II -EBS - P	
Nettoyage au rotonettoyeur		S - I - EBS - P	Il est conseillé de réutiliser
Elimination de paraffine ou similaire, par exemple des véhicules neufs+ traitement antirouille	/	S -II-EBS - P	l'eau usée traitée.
Parcs à ferraille		S - II - P	

(a) Sous réserve de la réglementation locale.

(b) Le rejet direct à partir du séparateur n'est pas autorisé. Dans des cas très exceptionnels, et en accord avec l'autorité locale, le rejet après traitement complémentaire en aval du séparateur peut être autorisé.

(c) Conditions : pression inférieure à 60 bars - température inférieure à 60°C - pH neutre – agents de nettoyage exempts de combinaisons organiques, de composés halogénés ou d'arômes de BTX.

EBS = Système à briseur d'émulsion ou traitement complémentaire.

I.2.5 Les techniques alternatives de traitement des eaux pluviales urbaines

La mise en œuvre de techniques alternatives pour le contrôle des flux d'eau et des polluants produits par les espaces urbanisés en France s'est développée depuis les années 1980 (Chocat, 2008). Les techniques alternatives consistent à compenser la capacité d'évacuation des réseaux d'assainissement qui devient insuffisante à cause du développement urbain en périphérie et qui génère des inondations dans les zones basses des villes. Aux Etats-Unis ou en Europe du Nord ce sont plutôt des préoccupations environnementales qui ont poussé au

développement de "meilleures pratiques de gestion". Dans les deux cas l'objectif était de retenir l'eau dans des bassins secs ou en eau de façon à piéger une partie des polluants et à réguler le flux d'eau rejetée. Peu à peu les techniques se sont diversifiées et en particulier les échelles auxquelles elles étaient appliquées se sont réduites dans l'objectif de traiter les problèmes, le plus possible, à la source.

I.2.5.1 Techniques basées sur la rétention

I.2.5.1.1 Chaussées à structure réservoir

Ce sont des chaussées qui permettent de stocker les eaux de pluie temporairement et d'écarter les débits de pointe. Elles permettent la circulation ou le stationnement des voitures. Le stockage se fait à l'intérieur du corps de la chaussée où l'eau est collectée localement soit par un système d'avaloir et de drain, soit par infiltration répartie à travers un revêtement drainant en surface (Figures I.10 et I.11).

Les chaussées à structure réservoir peuvent être considérées comme des bassins de retenue enterrés. La technique demande à être intégrée très tôt dans l'aménagement. Leur mise en place requiert sur certains aspects une attention particulière (contrôle de la granulométrie, pose de drain, diamètre des drains adapté selon les souhaits). Elles sont très sensibles au colmatage.

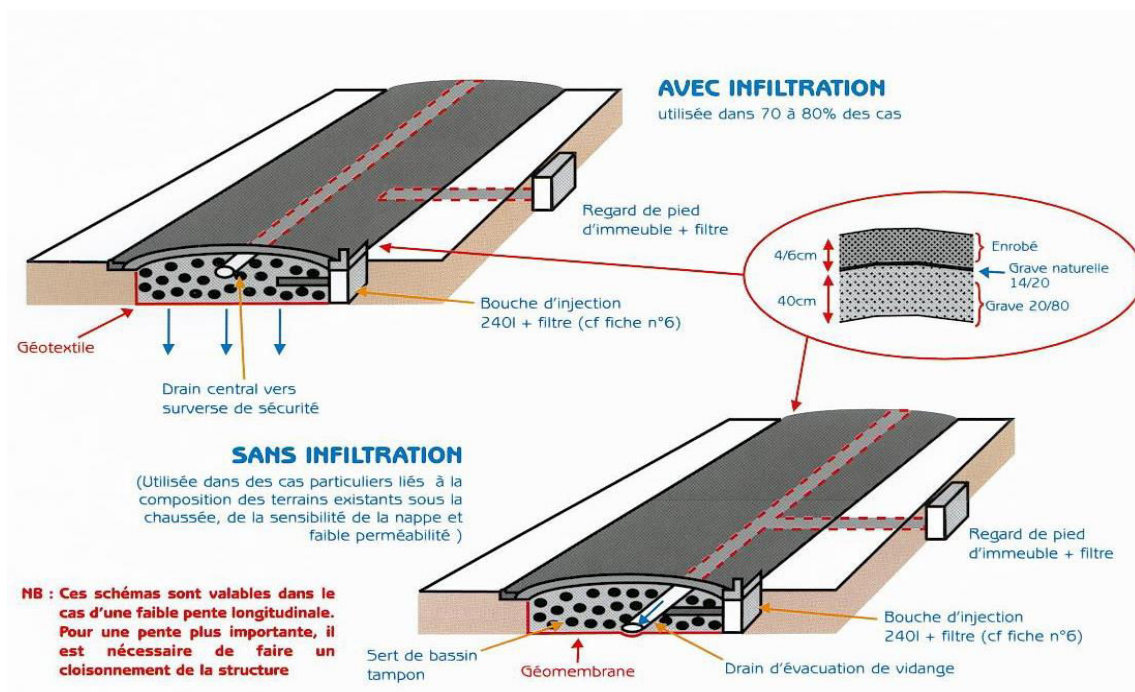


Figure I.10 : Structure réservoir à revêtement classique (ADOPTA).

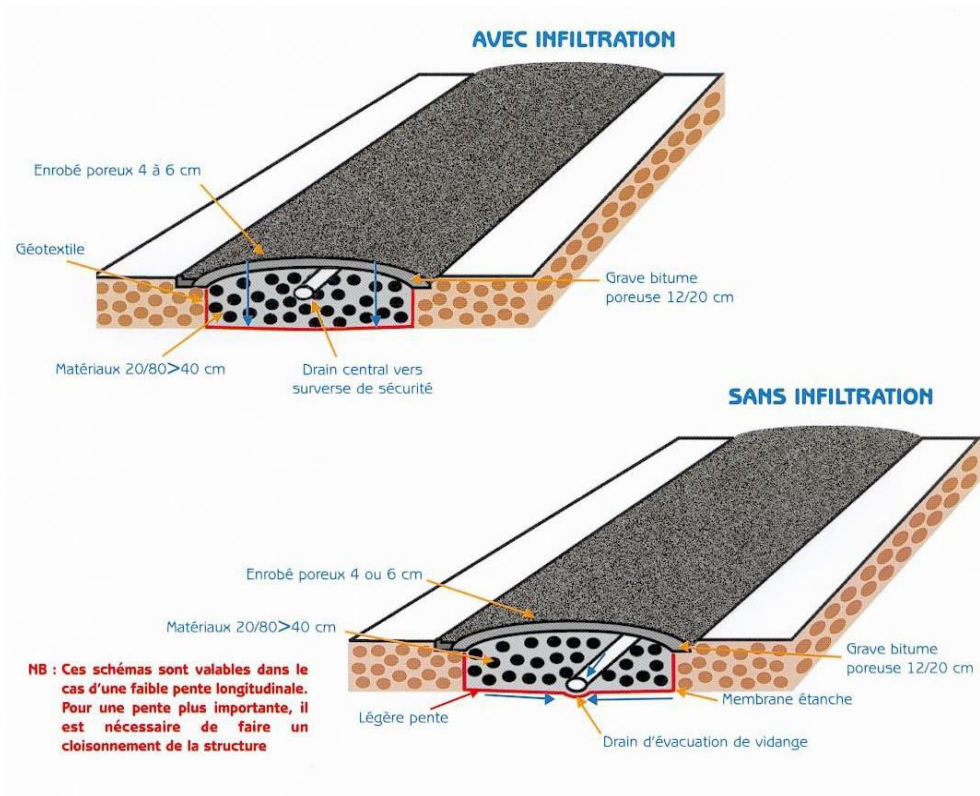


Figure I.11 : Structure réservoir à revêtement poreux (ADOPTA).

La conception des chaussées perméables varie considérablement. En général un système typique de chaussées perméables est constitué, de la base vers la surface, d'un géotextile, d'une couche de fondation (pierre concassée, gravats grossiers), d'une couche d'assise (sable) et d'une couche de surface poreuse (grille de pavé en béton, béton poreux, pavé autobloquant, enrobé bitumineux poreux etc.) (Miklas et al, 2006 ; Eban et al, 2007). De nombreuses recherches ont été menées sur ce type de chaussées pour évaluer la capacité de réduction des eaux de ruissellement et la rétention des polluants véhiculés par ces eaux (Eban et al., 2007 ; Thomas et al., 2008 ; Brattebo et al., 2003 ; Bentarzi et al., 2010).

Des études comparatives ont été menées pour l'évaluation de la rétention des polluants entre les chaussées classiques et les chaussées à structure réservoir. Elles ont montré d'une façon notable que les chaussées à structures réservoir diminuent les flux de la pollution dans les eaux pluviales (Pagatto et al., 2000. Balades et al., 1994. Ranchet et al., 1995). Les chaussées perméables jouent le rôle d'un bioréacteur in situ, en dégradant les micropolluants, notamment les hydrocarbures (Pratt et al., 1999. Coupe et al., 2003).

I.2.5.1.2 Bassin de rétention

Dans les grandes villes des pays européens et nord-américains, les bassins de rétention sont devenus un moyen courant pour diminuer les rejets des polluants dans le milieu récepteur et réguler les charges hydrauliques arrivant dans les stations d'épuration en temps de pluie

(Maruejols et al., 2010). La technique consiste à utiliser des espaces urbains préexistants pour stocker provisoirement l'eau pendant les situations de crise et limiter ainsi les risques d'inondation à l'aval.

Les bassins de rétention hors ligne sont parmi les techniques les plus utilisées pour minimiser l'impact de débordement sur le milieu récepteur. Dans certains cas, on arrive à écrêter 50% des pics (Emmanuel et al., 2010).

Lors de la conception des ouvrages de rétention et de traitement des eaux pluviales, il faut prendre en compte des considérations hydrologiques et hydrauliques, ainsi que la facilité, la mise en œuvre et l'optimisation du processus de traitement.

Ces conditions sont à considérer dans l'ordre, car elles sont dépendantes les unes des autres. Ainsi on optimise l'efficacité de la rétention selon les caractéristiques hydrologiques du bassin versant (Person, 1999 ; Wong et Somes, 1994). En second lieu, il faut s'assurer que l'écoulement à l'intérieur de l'ouvrage se fait de manière à éviter les éléments physiques qui provoquent des court-circuits et une utilisation réduite de la capacité de stockage de l'ouvrage. Ces problèmes peuvent être évités en choisissant les dimensions, la forme adéquate de l'ouvrage et sa localisation. Le respect des deux premières conditions conduit au développement d'un processus de dépollution efficace.

Les ouvrages de rétention doivent répondre, lors de leur conception, à deux contraintes majeures pour de meilleures performances hydrodynamique : la capacité à distribuer le flux entrant dans l'ouvrage dans tout le système et le taux de mélange et de recirculation des eaux.

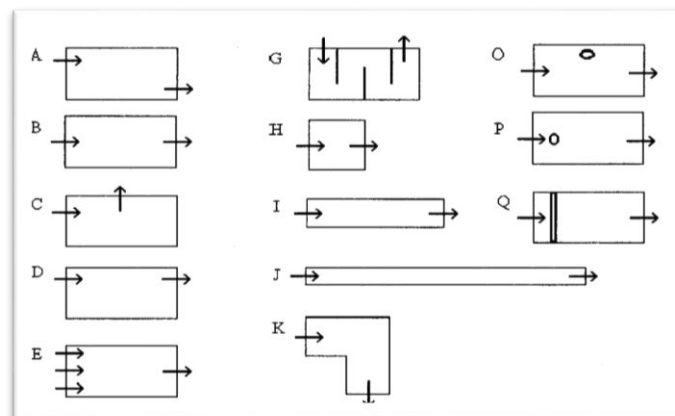


Figure I.12 : Différentes combinaisons possibles pour la projection d'un ouvrage de rétention des eaux pluviales (Braskerud, 2001).

Les bassins de rétention reçoivent les eaux de ruissellement avec une charge de pollution qui sera retenue soit au fond du bassin soit en suspension dans la colonne d'eau. La concentration des métaux lourds (Cd, Cr, Cu, Pb, Ni, et Zn) dans la colonne des sédiments décantés dans un bassin de rétention sur une profondeur de 10 cm est très variable selon les métaux : de 0 à 5,4

mg/kg pour le cadmium, de 6,2 à 64,4 mg/kg pour le chrome, de 5,0 à 7118 mg/kg pour le cuivre, de 6,0 à 132 mg/kg pour le plomb, de 17,5 à 160,9 mg/kg pour le nickel, et de 13,1 à 809 mg/kg pour le zinc dans l'étude de Gardner et al. (2007). Le rendement d'élimination de phosphore peut varier entre 20 et 40% en fonction de la charge hydraulique (Braskerud et al., 2001).

I.2.5.1.3 Toitures végétalisées

Les toitures végétalisées sont utilisées pour une meilleure gestion de l'eau à la parcelle. La technique consiste à utiliser les toits comme des jardins. La structure de ces toitures est la suivante :

- une membrane imperméable, servant d'isolant et de support ;
- une membrane antiracine, empêchant les racines d'atteindre la structure et de s'y infiltrer (certaines membranes imperméables possèdent aussi cette propriété) ;
- une couche pour le drainage, souvent conçue pour retenir une portion de l'eau de pluie, mais qui sert surtout à faciliter l'évacuation des surplus d'eau vers les drains ;
- un tissu filtrant pour contenir et stabiliser les racines, le terreau et l'eau;
- un substrat de croissance et d'ancrage pour les racines ;
- les végétaux.

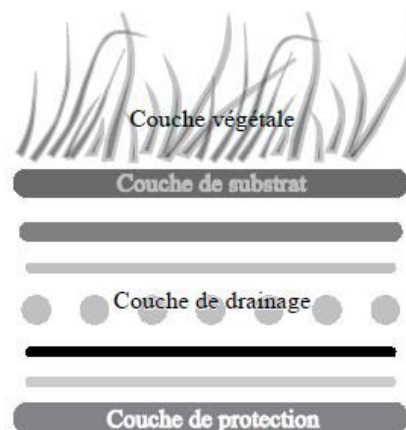


Figure I.13 : Composition d'un toit végétalisé.

L'eau de pluie qui tombe sur le toit sera en premier lieu ralentie lors de son passage à travers les différentes couches de toit. Ensuite les plantes vont participer à la diminution du volume d'eau par évapotranspiration. L'excédent qui passe à travers les drains sera soit recueilli dans des ouvrages de stockage pour une éventuelle utilisation, ou bien évacué dans le réseau d'eau pluviale.

La végétation en milieu urbain est reconnue pour filtrer les matières en suspension et réduire la formation d'ozone, d'oxyde d'azote (NOx) et de soufre (SOx) (Beckett et al., 1998 ; Jim et Chen, 2007). Certains polluants atmosphériques peuvent être absorbés directement par des

plantes et être captés dans leurs tissus, comme le dioxyde de carbone (CO₂) pendant la photosynthèse (plus particulièrement en été). D'autres polluants comme les NO_x sont adsorbés par les plantes persistantes durant toute l'année lors de journées ensoleillées (Fujii et al., 2005). En passant au travers des plantes, l'air entre en contact avec une grande superficie de feuilles, qui sont recouvertes d'une cire protectrice nommée cuticule. C'est grâce à cette substance que les particules fines adhèrent aux feuilles. Une fois collées au feuillage, les particules fines sont lessivées vers le sol lors d'averses (Beckett et al., 1998 ; Dunnett et Kingbury, 2005).

Les toitures végétalisées seraient capables de capter d'importantes quantités de métaux lourds dans l'air, dont 95% du cadmium, du cuivre et du plomb et 16 % du zinc (Peck et al., 1999). En milieu urbain, on relève aussi que 1,5 m² de gazon non tondu est capable de capter 3 kg de matières en suspension et fournir assez d'oxygène pour une personne pendant une année (Banting, 2005).

I.2.5.2 Techniques basées sur l'infiltration

I.2.5.2.1 Bassin d'infiltration

Ce sont des dispositifs qui permettent d'évacuer les eaux de ruissellement en favorisant l'infiltration dans le sol. Ils ont comme fonction de gérer le flux des eaux et de pollution dans le bassin versant. La technique se développe rapidement dans le monde ce qui amène les chercheurs à se préoccuper des risques de contamination des sols et des nappes et de se pencher en particulier sur la mobilité des micropolluants et des métaux. (Chocat et al., 2004).

Les ouvrages d'infiltration permettent entre autres de ne pas surcharger les réseaux d'assainissement et de contribuer à la recharge des nappes. Ils peuvent être installés à proximité de la source permettant ainsi l'infiltration de la pluie rapidement juste après sa chute. Ils peuvent être également centralisés et recueillir les eaux de conduites drainant des zones importantes. Les bassins peuvent être à l'air libre ou enterrés. Les eaux sont stockées dans ces ouvrages et infiltrées dans le sol à une vitesse dépendant de la capacité d'infiltration du sol, de l'humidité du sol et de la zone mobilisée pour infiltrer les eaux. L'association de ces dispositifs aux ouvrages de prétraitement permet d'améliorer leur durée de vie en diminuant le colmatage qui y est associé.

En termes de conductivité hydraulique, beaucoup de valeurs sont avancées dans la littérature et cela reste très empirique. Une conductivité de 10⁻⁶m/s est suffisante pour avoir une bonne infiltration (Azzout et al., 1994 ; Barraud, 2006 ; Moura., 2008). Des ordres de grandeur de la conductivité hydraulique (à saturation) dans différents sols sont donnés dans Tableau I.14.

Tableau I.13 : Ordres de grandeur de la conductivité hydraulique dans différents sols (Musy, Soutter, 1991).

K (m/s)	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}	10^{-12}
Type du sol	Gravier sans sable ni éléments fins			Sable avec gravier, Sable grossier à sable fin			Sable très fin, limon grossier à limon argileux			Argile limoneuse à argile homogène		
Possibilité d'infiltration	Excellentes			Bonnes			Moyennes à faibles			Faibles à nulles		

Le colmatage est défini comme la diminution de la conductivité hydraulique. C'est un phénomène qui est dû au dépôt des particules solides en surface et dans les interstices du milieu poreux. Selon les dimensions des particules, soit elles s'accumulent en surface pour les grosses particules où elles peuvent pénétrer un peu plus profondément dans le sol et/ou être adsorbées par la matrice solide du sol lui-même. A ces phénomènes physico-chimiques s'ajoutent des phénomènes biologiques liés au développement d'un biofilm de surface constitué d'algues et de bactéries. Le colmatage des bassins est un facteur important à considérer pour une gestion efficace à long terme (Schuh, 1990 ; Lindsey et al., 1992 ; Waarmars et al., 1999 ; Gautier et al., 1999 ; Le Coustumer et Barraud, 2007).

Les ouvrages d'infiltration peuvent piéger les polluants métalliques sur une profondeur de quelques dizaines de cm. Cependant la concentration diminue rapidement avec la profondeur contrairement aux hydrocarbures qui peuvent aller beaucoup plus en profondeur (Dechesne et al, 2004). A titre d'illustration la Figure I.14 montre les profils verticaux du pH, de quelques métaux lourds et des MES du bassin Django Reinhardt à Chassieu (Lyon) avant sa réhabilitation sur une profondeur de 4m au bout de 20 ans d'exploitation.

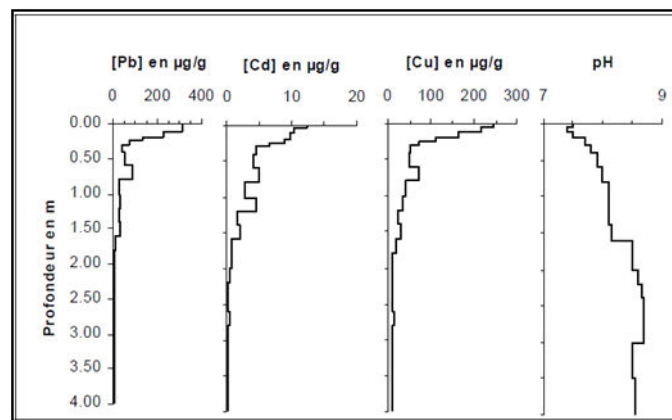


Figure I.14 : Profils verticaux des teneurs en polluants (entrée du bassin Django Reinhardt à Chassieu)

La nature décroissante de la concentration est due en principe à la granulométrie de sol : le sol en surface a une granulométrie plus fine par rapport aux couches profondes et donc une plus

grande surface spécifique favorisant la rétention des particules et de la matière organique. La distribution spatiale des métaux lourds dans les bassins d'infiltration est très différente d'un élément à un autre. Le cuivre et le cadmium sont liés à la fraction échangeable, le chrome et le nickel sont principalement issus de la fraction résiduelle, le plomb provient en majorité de la fraction réductible, le zinc se concentre dans les fractions échangeables et réductibles (El Mufleh et al, 2010).

I.2.5.2.2 Zones humides

D'après la loi sur l'eau du 3 janvier 1992, les zones humides sont « les terrains, exploités ou non, habituellement inondés ou gorgés d'eau douce, salée ou saumâtre de façon permanente ou temporaire ; la végétation, quand elle existe, y est dominée par des plantes hygrophiles pendant au moins une partie de l'année ».

Plusieurs fonctions des zones humides peuvent être valorisées dans une gestion durable des eaux pluviales. Entre autres on peut citer :

- Ecrêtement du débit de la crue : les zones humides peuvent recevoir, stocker et par conséquent ralentir les eaux pour une évacuation plus longue dans le temps, soit par perméabilité ou bien par d'autres utilisations agricoles par exemple.
- Epuration naturelle : en effet, l'ensemble des plantes qui s'y développe utilise la pollution véhiculée par les eaux pour leur métabolisme. A cela s'ajoute la quantité importante des sédiments qui vont décanter durant le temps que les eaux vont passer entre l'entrée et la sortie de la zone.
- Réservoir de biodiversité : de par l'interface milieu terrestre / milieu aquatique qu'elles forment, les zones humides constituent des habitats de choix pour de nombreuses espèces animales et végétales.

Dans la réglementation on trouve plusieurs textes de référence sur les zones humides. On peut citer à titre d'exemple :

- La loi sur l'eau du 3 janvier 1992 : elle définit le cadre global d'une gestion où l'eau est un patrimoine collectif. Elle donne la première définition « officielle » des zones humides. Elle instaure également le régime de déclaration/autorisation pour les travaux ayant des impacts sur l'eau et les milieux aquatiques.
- Le plan d'action en faveur des zones humides (PAZH) de 1995 : il vise à arrêter la dégradation des zones humides en favorisant la restauration et la reconquête des milieux importants.
- La loi de développement des territoires ruraux du 23 février 2005 : elle déclare d'intérêt général la protection et la gestion des zones humides.
- L'arrêté du 1er octobre 2009 : il précise les critères de définition et de délimitation des zones humides dans le cadre de l'application des régimes de déclaration ou d'autorisation des installations, ouvrages, travaux et activités.

La présence des plantes dans les zones humides contribue à une élimination très efficace de la pollution. En effet, la pollution organique en termes de DCO peut être réduite de plus de 40% (Kaseva, 2004). Par ailleurs, l'élimination de l'azote total varie entre 40 et 50% (Vymazal, 2007). Les MES peuvent être piégées à 70 % par sédimentation. Les plantes peuvent piéger le phosphore à des taux importants (Li, 2009).

I.2.5.2.3 Puits d'infiltration

Les puits d'infiltration peuvent être installés à la sortie des systèmes de drainage pour absorber le flux d'eau. Cependant, ils ne peuvent pas effectuer une fonction d'épuration. Ils ne font qu'accroître la capacité d'infiltration de sol. Pour une meilleure infiltration, il est important d'atteindre la couche perméable du sol.

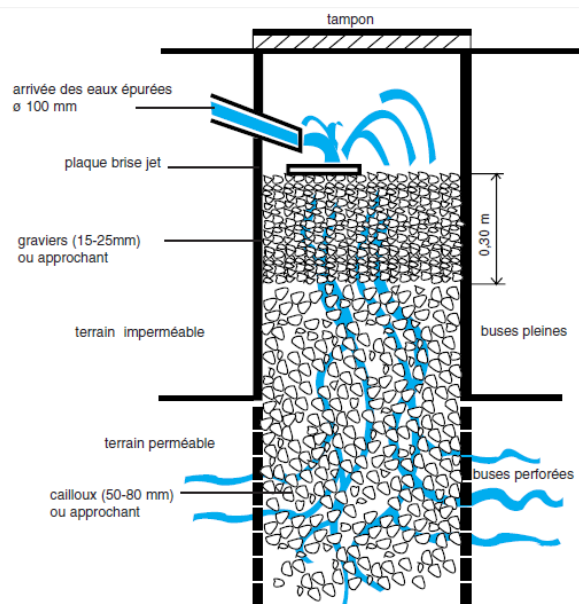


Figure I.15 : Schématisation d'un puits d'infiltration (ADOPTA).

I.2.5.3 Stockage temporaire

I.2.5.3.1 Bassins secs ou en eau

- Les bassins de rétention secs sont peu profonds, Ils stockent les eaux pluviales pour une durée de moins de 48 h. Ils sont toujours vides entre deux évènements pluviaux mais peuvent permettre la décantation des MES et de la pollution adsorbée sur les MES rapidement décantables. Les bassins de rétention secs diminuent le risque d'inondation par réduction du débit de la crue et par une distribution contrôlée du volume stocké dans le temps. Comparés aux autres techniques de rétention, ils sont moins efficaces dans l'élimination de la pollution à cause du temps de séjour court.

- Bassins de rétention humide : ce sont des bassins qui servent à retenir un certain volume d'eau de l'évènement pluvial pour l'évacuer plus tard, généralement après la fin de

l'évènement. Les ouvrages d'évacuation à l'aval du bassin se trouvent à une altitude plus grande par rapport aux bassins de rétention secs. Ces bassins de rétention utilisent la décantation gravitaire pour éliminer les matières en suspension décantables. Cependant, les nutriments et la matière organique peuvent être éliminés par les systèmes aquatiques qui s'y développent. Leurs limites sont liées principalement au temps de séjour. Durant les évènements importants avec un climat très froid, le gel au niveau du bassin peut provoquer des courts circuits et diminuer le mécanisme de la sédimentation. Ainsi la modification des caractéristiques du bassin (forme, profondeur, volume) peuvent diminuer son rendement (USEPA, 1999).

I.2.5.3.2 Fossés, noues, tranchées...

Ces techniques peuvent réduire le ruissellement de manière à agir sur les flux polluants entraînés par temps de pluie. Elles sont fondées sur deux principes : stockage de l'eau et/ou son infiltration. Dans les deux cas les ouvrages sont installés en amont du bassin versant. Cette solution technique présente plusieurs intérêts majeurs :

- Possibilité d'une décantation importante lors du ralentissement de l'écoulement et son stockage temporaire ;
- Diminution du volume total après infiltration. Les polluants sont retenus dans la couche superficielle du sol. Avec un entretien régulier ces polluants n'atteindront ni la nappe ni le milieu aquatique ;
- La masse des polluants piégés dans ces ouvrages est très réduite grâce à leur implantation en amont donc facile à gérer ;

I.2.6 Conclusions

Aujourd'hui on exploite toutes les pistes qui peuvent nous amener à atteindre un bon état écologique des milieux aquatiques tel qu'exigé par la directive européenne sur l'eau en 2015. Les enjeux relatifs au traitement sont considérables. Ils ne pourront être surmontés que par une approche à la fois globale, localisée et diversifiée. Elle doit être globale en intégrant l'ensemble des rejets :

- eaux pluviales ou usées rejetées par les stations d'épuration,
- eaux superficielles rejetées directement dans le milieu aquatique via les techniques alternatives,
- eaux infiltrées dans la nappe par les ouvrages d'infiltration.

L'approche doit également intégrer à la fois la protection des milieux aquatiques et la protection des personnes contre les inondations. Dans le contexte de la globalité de l'approche, la vision peut être à la fois localisée c'est-à-dire intégrer les spécificités des sites et diversifiée en utilisant toutes les techniques disponibles.

I.3 LA MODELISATION COMME OUTIL D'AIDE A LA GESTION DES EAUX EN TEMPS DE PLUIE EN MILIEU URBAIN

I.3.1 Introduction

Un modèle intégral du système d'assainissement peut être défini comme un modèle qui simule les interactions qui peuvent avoir lieu entre plusieurs composantes physiques du système (réseau de drainage, ouvrages particuliers, station d'épuration et milieu récepteur). Le modèle peut montrer l'impact de la pollution sur le milieu récepteur et en même temps les différentes sources qui génèrent cette pollution. Ceci permet une meilleure gestion globale du système, mais surtout d'agir localement pour mieux protéger le système (Mannina et al., 2005 ; Rauch et al., 2002).

Plusieurs modèles mathématiques ont été développés pour répondre de façon adéquate aux exigences de la législation concernant la gestion de la pollution et l'étude de son impact sur le milieu récepteur. Les objectifs principaux de la modélisation sont : caractériser les eaux pluviales, apporter des données en amont pour les projets du suivi de la qualité du milieu récepteur, effectuer une étude d'impact, combiner différentes options de gestion des eaux pluviales pour une vision globale de la problématique, améliorer les paramètres de l'analyse fréquentielle de la qualité. Elle permet également de fournir des données pour toute étude économique des projets à réaliser ou déjà réalisés.

I.3.2 Classification des modèles existants

Les modèles existants en hydrologie urbaine peuvent être classés en deux groupes : déterministes ou stochastiques. Les modèles déterministes donnent la possibilité de simuler physiquement les relations, qui existent entre les causes et les effets. Les modèles stochastiques s'intéressent au comportement statistique des phénomènes naturels. Pour différencier les deux modèles, Nix (1994) et Zoppou (2001) ont suggéré que les modèles déterministes reproduisent toujours les mêmes réponses pour les mêmes données d'entrée. Les modèles stochastiques donnent toujours des résultats différents pour les mêmes données d'entrées avec des propriétés statistiques assez cohérentes

I.3.2.1 Modèles mathématiques utilisés en hydrologie urbaine

Les modèles **statistiques** utilisés pour estimer la qualité et la quantité des eaux pluviales en zones urbaines sont basés sur des modèles de régression. Ces modèles de régression relient les quantités mesurées, comme le débit, aux paramètres physiques mesurables qui sont importants dans le processus comme l'intensité de la pluie et les paramètres de bassin versant (occupation du sol, coefficient de ruissellement, pente du bassin versant, etc.). Comme exemple, nous pouvons citer le modèle de régression non linéaire suivant :

$$Y = \beta_0 \prod_{i=1}^n X_i \beta_i \quad \text{Eq. 1}$$

Avec :

Y la variable dépendante, X_i les variables observées et β_i les coefficients de régression. Ce modèle est souvent utilisé pour la modélisation de la qualité et de la quantité d'eau. D'autres modèles statistiques de régression existent qui sont de type linéaire simple, multilinéaire, semi-log. On trouve d'autres modèles statistiques qui sont utilisés en hydrologie urbaine dans : Jewell et Adrian (1981), Driver et Tasker (1988), Yao et Terakaura (1999).

Les modèles à régression linéaire ne sont pas adéquats dans la modélisation d'un bassin versant urbain (Jewell et Adrian, 1981). Leur limite réside dans la représentation statique qu'ils donnent du système.

Les modèles **déterministes** utilisent généralement les lois de conservation qui gouvernent le comportement d'un fluide : loi de conservation de volume ou la loi de continuité, loi de conservation de l'énergie et loi de conservation de la quantité de mouvement. Les modèles déterministes peuvent être considérés à la fois comme des modèles hydrologiques ou hydrauliques. Dans le cas des modèles hydrologiques, la résolution de l'équation de la continuité suffira pour décrire l'évènement. Par contre pour le modèle hydraulique on doit résoudre en plus de l'équation de la continuité, l'équation de la conservation de l'énergie et l'équation de conservation de la quantité de mouvement comme un système couplé de ces

équations. Le modèle hydraulique décrit le comportement spatial du processus grâce à l'équation de la quantité de mouvement, qui détermine la vitesse à laquelle le processus peut apparaître.

La résolution analytique des équations qui gouvernent le mouvement dans des problèmes simples suffira pour décrire le processus. Cependant, pour les problèmes compliqués on utilise souvent des schémas numériques (différences finies, éléments finis ou méthode des caractéristiques) pour la résolution des équations. En hydrologie, la méthode des différences finies est la plus utilisée avec les deux schémas « implicite » ou « explicite ». Dans le cas d'un schéma explicite, une seule valeur inconnue peut être écrite comme connue ce qui réduit le système à un nombre important d'équations linéaires simples à résoudre. Dans le schéma implicite, on attribue à plusieurs variables inconnues des valeurs à un temps particulier.

I.3.2.1.1 Equation de Saint Venant (Shallow water wave equation)

La forme conservative des équations de quantité de mouvement et de conservation et de continuité peut être présentée comme suit :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} = S \quad \text{Eq. 2}$$

Où U est le vecteur de la variable conservative,

$$U = \begin{bmatrix} A \\ Q \end{bmatrix} \quad \text{Eq. 3}$$

F est le vecteur flux :

$$F(U) = \begin{bmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gI_1 \end{bmatrix} \quad \text{Eq. 4}$$

S représente le vecteur source :

$$S = \begin{bmatrix} q \\ gA(S_0 - S_f) + gI_2 \end{bmatrix} \quad \text{Eq. 5}$$

Avec A la section traversée, Q le débit, q le débit unitaire latéral par unité de longueur perpendiculaire au canal, x la distance, t le temps, g l'accélération de la pesanteur, S_0 la pente du fond, S_f le gradient de l'énergie. I_1 est donné par :

$$I_1 = \int_0^{y(x)} (y(x) - \xi)h(\xi)d\xi \quad \text{Eq. 6}$$

Avec h la profondeur du canal et y la hauteur de l'eau. L'effet des forces exercées par la contraction ou l'expansion de canal sur l'écoulement est donné par :

$$I_2 = \int_0^{y(x)} (y(x) - \xi) \left[\frac{\partial h(\xi)}{\partial x} \right]_{y(x)=y_0} d\xi \quad \text{Eq. 7}$$

Avec y_0 la hauteur constante de l'eau, égale à zéro pour un canal uniforme.

I.3.2.1.2 Modèle de l'onde cinématique

Il s'agit d'un modèle conceptuel, qui représente le bassin versant comme un canal à surface libre, dont le débit entrant correspond à l'excès de précipitations. Il résout donc les équations qui régissent les écoulements instationnaires en eau peu profonde pour tracer l'hydrographe de ruissellement.

Le modèle est basé sur la résolution des équations de continuité et des équations de quantité de mouvements simplifiés. Les facteurs physiques qui gouvernent le modèle sont les forces gravitationnelles et les forces de frottement.

L'équation de continuité est présentée sous la forme :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad \text{Eq. 8}$$

Où Q est le débit, A la section traversée, q le débit unitaire latéral par unité de longueur, x la coordonnée de l'espace et t le temps

Dans le cas d'une onde cinématique on ajoute l'équation suivante à la précédente :

$$S_0 = S_f \quad \text{Eq. 9}$$

Avec S_0 la pente du fond et S_f est le gradient de l'énergie.

Si on remplace V par dQ/dA dans l'équation (8) on trouve :

$$\frac{dA}{dQ} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \text{Eq. 10}$$

L'équation cinématique de l'onde est

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + V \frac{\partial Q}{\partial x} = qV \quad \text{Eq. 11}$$

V étant la célérité de l'onde.

I.3.2.1.3 Modèle de l'onde cinétique

Dans ce modèle, les termes de l'accélération locale et convective sont ignorés dans l'équation de la quantité de mouvement. L'onde de diffusion est gouvernée par les deux équations suivantes :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \text{Eq. 12}$$

$$S_f = S_0 - \frac{\partial y}{\partial x} \quad \text{Eq. 13}$$

L'atténuation du débit peut être simulée dans ce modèle car la variation de la pression est considérée dans l'équation de la quantité de mouvement.

Dans le cas d'un canal rectangulaire, on pose $A = By$ et on dérive l'équation (12) par rapport à x . On obtient :

$$B \frac{\partial^2 y}{\partial x \partial t} + \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0 \quad \text{Eq. 14}$$

La dérivée de l'équation (13) donne par rapport à t :

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x \partial t} = -\frac{2Q}{K^2} \frac{\partial Q}{\partial t} + 2 \frac{Q^2}{K^3} \frac{\partial K}{\partial t} \quad \text{Eq. 15}$$

Avec K la débitance

En remplaçant la dérivée seconde de y dans les deux équations (14) et (15) on obtient :

$$\frac{2QB}{K^2} \frac{\partial Q}{\partial t} + 2 \frac{Q^2 B}{K^3} \frac{\partial K}{\partial t} \quad \text{Eq. 16}$$

En utilisant l'équation de la continuité de mouvement :

$$\frac{\partial K}{\partial t} = \frac{\partial K}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial t} = \frac{dK}{dy} \left(\frac{q}{B} - \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} \right) \quad \text{Eq. 17}$$

Remplaçant l'équation (17) dans (16) on trouve :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C_o \frac{\partial Q}{\partial x} = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + S \quad \text{Eq. 18}$$

Avec C_o la célérité de l'onde et D le coefficient de diffusion. Les coefficients sont donnés par :

$$C = \frac{Q}{KB} \frac{dK}{dy}, \quad D = \frac{K^2}{2QB}, \quad S = \frac{q}{KB} \frac{dK}{dy}$$

I.3.2.2 Modèle hydrologique

Dans les modèles hydrologiques, la variabilité spatiale n'est pas prise en compte. Ils sont basés uniquement sur le principe de la conservation de la masse. Parmi les modèles hydrologiques on peut citer : l'hydrogramme unitaire, le modèle global continu et la méthode de Muskingum qui peut être décrite comme une approximation des équations de Saint Venant.

I.3.2.2.1 Hydrogramme unitaire

Le concept a été proposé par Sherman en 1932 (Anil et al., 2010). L'hydrogramme unitaire est défini comme l'hydrogramme de ruissellement résultant d'une unité de volume de précipitations excédentaires d'intensité constante et uniformément répartie dans la zone de drainage. On peut estimer les hydrogrammes des événements pluviaux de même durée mais d'intensités différentes grâce à une relation linéaire entre les hydrogrammes.

L'hydrogramme unitaire est obtenu à partir de techniques analytiques. L'hydrogramme unitaire linéaire instantané est obtenu en considérant que le bassin versant fonctionne comme un réservoir et que la fonction de débit à la sortie est une fonction linéaire de stockage qui se calcule ainsi :

$$\Sigma_s = K_s Q_s \tag{Eq. 19}$$

Avec S_s la quantité stockée, Q_s le débit sortant, K_s qui un coefficient de stockage supérieur à 1.

L'équation de la continuité d'un réservoir est :

$$\frac{dS}{dt} = Q_I - O \tag{Eq. 20}$$

Avec Q_I le débit à l'entrée de réservoir. La formule exponentielle de l'hydrogramme unitaire linéaire est (Chow, 1964 ; Zoppou, 2001) :

$$Q_s(t) = \frac{1}{K} e^{(-\frac{t}{K})} \tag{Eq. 21}$$

Dans le cas d'un grand bassin versant, on peut le subdiviser en plusieurs sous-bassins identiques et l'hydrogramme unitaire de n réservoirs linéaires est donné par (Nash, 1957 ; Zoppou, 2001) :

$$Q_s(t) = \frac{1}{K(n-1)!} \left(\frac{t}{K}\right)^{n-1} e^{-\frac{t}{K}} \quad \text{Eq. 22}$$

qui est une fonction Gamma. Le modèle est considéré comme linéaire car K est une constante.

I.3.2.2.2 Modèle global continu

Ce modèle est gouverné par les équations de la conservation de la masse. Le fait d'ignorer les équations de la quantité de mouvement permet d'obtenir une réponse instantanée du bassin versant.

En remplaçant dans l'équation (12) la dérivée spatiale par une différence finie :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{Q_I - Q_S}{\Delta x}$$

On a également $\frac{dS}{dt} = Q_I - Q_S$ avec $S = A\Delta x$

Si l'écoulement est constant on a alors $dS/dt = 0$. Le modèle devient un bilan équilibré sur le débit ($Q_I = Q_S$). L'équation est une équation différentielle ordinaire simple qui peut être résolue par plusieurs techniques standard.

I.3.2.2.3 Méthode de Muskingum

La méthode de Muskingum décrit la relation entre le débit de l'entrée et de la sortie d'un réservoir ou une rivière comme une fonction linéaire, tel que :

$$S = K_1(K_2 I + (1 - X)O) \quad \text{Eq. 23}$$

Avec K_1 et K_2 deux constantes numériques à déterminer.

On remplace l'équation (24) dans l'équation (23) on trouve :

$$O_2 = C_1 I_2 + C_2 I_1 + C_3 O_1 \quad \text{Eq. 24}$$

Avec : $C_1 = \frac{K_1 K_2 \frac{\Delta t}{2}}{\alpha}$, $C_2 = \frac{K_1 K_2 + \frac{\Delta t}{2}}{\alpha}$, $C_3 = \frac{K_1 K_2 - \frac{\Delta t}{2}}{\alpha}$ et $\alpha = K_1(1 - K_2) + \frac{\Delta t}{2}$

I.3.2.3 Approches de modélisation de la qualité des eaux résiduaires

Pratiquement les mêmes approches sont utilisées pour la modélisation de la qualité des eaux urbaines. Cependant, dans les modèles déterministes, le transfert des polluants est modélisé

par l'équation de la conservation de la masse qui décrit les deux principes fondamentaux de transport qui sont le transport par advection et le transport par diffusion. L'advection décrit le processus par lequel les polluants sont entraînés par l'écoulement de l'eau. Par ailleurs, la diffusion est le transport des polluants dans le sens de la dégradation du gradient de la vitesse par le processus moléculaire ou les fluctuations turbulentes. Généralement la diffusion turbulente est plus importante que la diffusion moléculaire et le transport du polluant est largement influencé par le phénomène de l'advection.

I.3.2.3.1 Modèles statistiques

Les modèles statistiques pour la modélisation de la qualité des eaux sont basés sur l'étude de la régression entre la qualité de l'eau et les variables explicatives pertinentes (Driver et Tâker, 1990 ; Zoppu, 2000). Les modèles de régression sont largement utilisés pour décrire la concentration moyenne événementielle ainsi que la charge totale événementielle.

Tasker et Driver (1990) ont développé des modèles de régression permettant d'estimer la masse totale à long terme pour une dizaine de polluants :

$$M_t = BCF.Ne10^{[\beta_0 + \beta_1\sqrt{S_c} + \beta_2.I_A + \beta_3.MAR + \beta_4.MJT + \beta_5.POS]} \quad \text{Eq. 25}$$

Avec :

M_t	masse totale en kg
BCF	facteur de correction de biais
Ne	nombre d'évènement sur la période de temps considérée
S_c	surface totale contribuant au ruissellement en km ²
I_A	fraction imperméable de la surface en %
$\beta_0, \beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4, \beta_5$	coefficients de régression
MAR	moyenne annuelle des précipitations en mm
MJT	température moyenne minimale au mois de janvier en °C
POS	paramètre discret qui dépend de l'occupation de sol

L'accumulation des polluants et des solides sur les zones imperméabilisées est un phénomène important vu la concentration importante des polluants qui vont se trouver dans les premières masses d'eau ruisselées. Cette masse des polluants déposée lors de la période de temps sec s'ajoute aux dépôts dans les conduites du réseau d'assainissement et génère ainsi un important taux de pollution. Le processus d'accumulation est par définition dans ce cas l'ensemble des polluants qui vont être générés entre deux événements pluviaux. A cela s'ajoute le phénomène de lessivage de ces polluants qui est décrit dans les modèles qualitatifs des écoulements urbains par des fonctions empiriques et exponentielles d'accumulation et de lessivage (fonctions « washoff » and « build-up »). Un exemple de modèle de lessivage est donné par l'équation suivante :

$$\frac{dM_p(t)}{dt} = -K_w r C_p(t)$$

Avec :

- $M_p(t)$ masse des polluants à t
- K_w coefficient empirique, qui représente le taux d'élimination de la pollution
- r le coefficient de ruissellement

La résolution de l'équation peut se faire ainsi :

$$C_p(t) = C_p(0)^{(-K_w r t)}$$

Avec $C_p(0)$ est la concentration de la pollution initiale.

L'équation d'accumulation suggérée par Novotny (1995) est :

$$\frac{dC_p}{dt} = I - k_B P_B$$

Elle peut avoir la solution analytique suivante :

$$P_B(t) = \frac{I(1 - e^{-K_B t})}{K_B} + P_B(0)e^{-K_B t}$$

Avec :

- $P_B(t)$ accumulation des polluants au temps t
- I taux d'accumulation des polluants entre les évènements pluviaux
- k_B coefficient d'accumulation de la pollution

Pour les deux équations, les coefficients d'accumulation sont déterminés par des mesures de concentration.

I.3.2.3.2 Equation de transport de masse

L'équation d'advection-diffusion est utilisée pour décrire le processus de transport des polluants. Le modèle 1D sous sa forme conservative est :

$$\frac{\partial(A_x C)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(u A_x C) = \frac{\partial}{\partial x}(A_x D_x \frac{\partial C}{\partial x}) \pm S_p(C, x, t) \quad \text{Eq. 26}$$

Où :

C est la concentration, x est la distance, u est la vitesse d'advection, A_x est la section traversée, D_x est le coefficient de diffusion et $S_p(C, x, t)$ sont toutes les sources de la pollution.

L'équation décrit l'advection des polluants par l'écoulement, leur diffusion, la réaction des constituants et l'interaction des sources de la pollution.

C'est la forme finale des équations d'advection-convection utilisée dans les modèles commerciaux comme HEC-5Q et WQRRS (Zoppou, 2001). Dans le terme S on trouve les polluants conservatifs.

I.3.2.4 Apports et limites de la modélisation globale des systèmes d'assainissement

La modélisation globale des systèmes de gestion des eaux s'est imposée comme un outil à adopter dans le cadre de la directive cadre européenne sur l'eau. Elle permet une vision intégrée et pluridisciplinaire au niveau du système. En effet, la prise en compte à la fois des eaux de surface, des eaux souterraines et les eaux littorales introduit des concepts nouveaux de la gestion de la masse d'eau (Roche et al., 2005). Par ailleurs, les modèles mathématiques développés ont été adaptés aux objectifs fixés par les autorités publiques. Ils ont permis au début de répondre aux besoins en termes d'hygiène publique et protection contre inondations et par la suite ils ont intégrés la problématique de qualité pour la préservation des écosystèmes (Rauch et al., 2002). Les défis d'aujourd'hui ne sont plus les considérations individuelles mais l'adoption d'une approche managériale intégrée du système global (Figure I.16) avec des considérations historiques et la prévision des scénarios futuristes malgré la complexité des liens qui existent entre les parties du système.

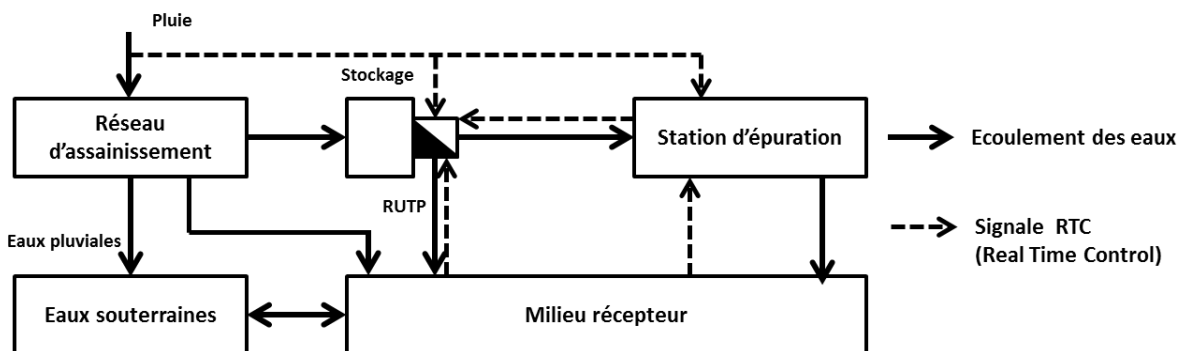


Figure I.16 : Vue générale du système global de gestion des eaux (Rauch et al., 2002).

Un système global d'assainissement, comme le montre la figure I.16, est composé d'une part d'un réseau d'assainissement qui alimente la station d'épuration, d'autre part d'ouvrages de stockage et parfois le milieu récepteur en cas de déversement en temps de pluie ou lorsque le volume d'eau qui arrive à la station d'épuration dépasse sa capacité de traitement après avoir épuisé la capacité de stockage temporaire des eaux. Le volume by-passé vers le milieu récepteur peut être réduit en favorisant, en plus du stockage temporaire, la capacité d'infiltration dans le bassin versant (voir paragraphe I.2.5.2). Les phénomènes qui ont lieu dans le système résultant de l'interaction des différentes composantes se modélisent par les

principes décrits dans le paragraphe I.3.2.1 et I.3.2.2 (conservation de la matière et de l'énergie, équation de transport...).

L'évaluation en continu de l'impact des rejets dans le milieu récepteur permet d'améliorer les décisions prises en amont et d'appuyer les stratégies adoptées à partir de la modélisation. Cependant, l'effet global des eaux sur le milieu récepteur n'est pas toujours modélisé et se focalisant sur les paramètres les plus représentatifs. Les paramètres et les processus, qui ont un impact direct sur la qualité du milieu récepteur peuvent être sélectionnés (Rauch et al, 1998a) pour ne pas compliquer le modèle intégral. Ceci permet de déterminer par ailleurs l'effet dominant sur le milieu et ensuite les polluants clés dans la modélisation ainsi que la période de simulation nécessaire. Cela permet en effet de considérer le temps nécessaire pour la dégradation des polluants contrairement aux événements individuels et isolés qui offrent une vision très peu représentative car elle ne permet pas de voir l'effet de l'accumulation de la pollution à long terme dans le milieu récepteur. Cela provoque des modifications temporaires et importantes du milieu récepteur (appauvrissement en oxygène, modification de l'hydrodynamique de l'écoulement...).

Les modèles conçus depuis les années 1970 pour la simulation de l'hydrodynamique et la qualité des eaux dans le bassin versant (Figure I.17) utilisent les principes suivants :

- Accumulation de la pollution et son lessivage
- Transport, sédimentation et remise en suspension de la pollution
- Phénomène de conversion de la pollution
- Calibration et validation du modèle

Par ailleurs, les stations d'épuration sont plus compliquées à simuler à cause du nombre important des paramètres à considérer et des différents sous-systèmes à intégrer d'une part (clarificateur, boues activées, biofilms, digestion anaérobiques) et la difficulté d'estimer l'impact de l'hydrodynamique sur le fonctionnement globale du système. Henze et al. (1987) a présenté dans une matrice l'ensemble des modèles de réactions qui sont largement utilisées (modèle ASM1).

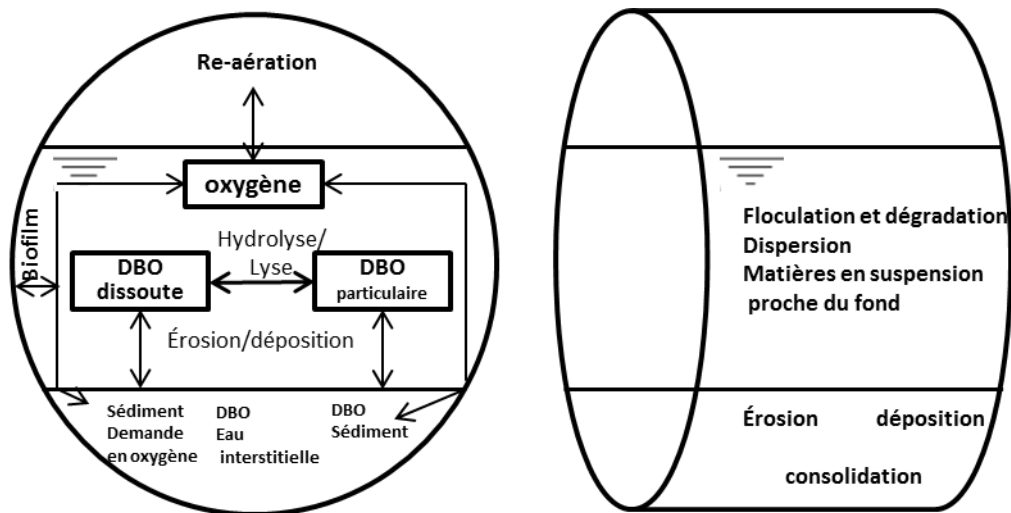


Figure I.17 : Exemple de modèle de processus (liées au transport et à l'oxygène) appliqué dans les systèmes d'assainissement (Garsdal et al., 1995).

La modélisation de la qualité du milieu récepteur décrit les phénomènes de transport dans le cas des substances non dégradables, les processus d'échanges (advection, diffusion/dispersion) et les conversions physiques, biochimiques et biologiques pour les substances réactives. L'ensemble de ces phénomènes peut être modélisé indépendamment de l'hydrodynamique.

L'idée d'un modèle intégral est apparue au début des années 1970, mais le premier modèle a vu le jour vers les années 1990 (Triton, 1991 ; Lijklema et al., 1993 ; FWR, 1994).

Tableau I.15 : Evolution de la modélisation intégrale du système d'assainissement

Auteur	Considération	
Durchschlag et al., 1991	Emissions du réseau et la STEP	
Rauch et Harremoës., 1996b		
Vanrolleghem et al., 1996	Modèle déterministe pour l'ensemble du système	
Schütze et al., 1996		
Fronteau et al., 1997	Investigation des problèmes des variables d'état dans les sous modèles	
Rauch et Harremoës 1996a, 1999	Première étude sur l'ensemble du système sur la gestion à temps réel	En ligne
Schütze et al., 1996, 1999		Hors ligne (SYNOPSIS)

Pour le système global l'interaction entre les sous-modèles de nature différente pose un problème majeur. Ceci est dû parfois au pas de temps différents d'un sous bloc à un autre (entre la méthode des différences finies, pour la résolution des équations de

l'hydrodynamique dans les conduites et la rivière, et la simulation de la station d'épuration). Par ailleurs le fractionnement des paramètres de pollution est complexe entre les différentes variables d'état de chaque sous-modèle (Rauch et al., 1998a). Dans les réseaux la concentration des polluants est généralement considérée comme étant la même durant les différents événements, ce qui néglige l'effet du processus de la conversion des polluants formulée souvent en terme de DBO. Par ailleurs dans le modèle des boues activées (ASM) la formulation de la DCO est nécessaire. Alors la conversion de la DBO dissoute et particulaire dans le réseau à la DCO en ASM et ensuite revenir à la DBO dans la rivière est un problème qui limite la fiabilité du modèle intégral (Rauch et al., 2002).

I.3.2.5 Conclusion

Les modèles intégraux de systèmes de gestion des eaux usées offrent une opportunité pour prendre des décisions fiables et tracer des stratégies de gestion qui peuvent répondre aux objectifs tracés. Cependant, une amélioration est nécessaire en travaillant sur les sous-modèles pour réaliser des modèles plus consistants qui considèrent les interactions d'amont vers l'aval et l'inverse, ou d'utiliser les informations en aval du système pour prendre des décisions en amont. L'évolution de la qualité des modèles peut permettre en effet une optimisation de la gestion du système, et répondre aux exigences de la réglementation en la matière.

CHAPITRE II : Objectifs de la thèse

II.1 Contexte local

L'agglomération nancéenne n'est pas spécialement exposée à de fortes précipitations. Le climat est de type océanique avec une influence continentale marquée, qui se traduit par des précipitations moins abondantes que dans l'Ouest de la France mais avec une tendance orageuse importante (Tableau II.1).

Tableau II.1 : Comparaison des composantes climatiques du Nancy par rapport à d'autres régions en France.

Ville	Ensoleillement	Pluie	Neige	Orage	Brouillard
Biarritz	1887 h/an	1 483 mm/an	3 j/an	34 j/an	30 j/an
Brest	1530 h/an	1 109 mm/an	9 j/an	11 j/an	74 j/an
Nice	2724 h/an	767 mm/an	1 j/an	31 j/an	1 j/an
Paris	1662 h/an	642 mm/an	15 j/an	19 j/an	13 j/an
Strasbourg	1693 h/an	610 mm/an	30 j/an	29 j/an	65 j/an
Nancy	1638 h/an	764 mm/an	30 j/an	28 j/an	50 j/an
Moyenne nationale	1 973 h/an	770 mm/an	14 j/an	22 j/an	40 j/an

Source : L'internaute (<http://www.linternaute.com/ville/nancy/ville-54395/climat>)

Les pluies qui ont eu lieu sur l'agglomération nancéenne entre le 01/01/1973 et le 31/04/2014 sont présentées dans la Figure II.1. Les hauteurs représentent la quantité de pluie/neige/grêle (en mm d'eau) qui est tombée entre 6h TU (temps universel) et 6h le lendemain. Un certain nombre d'évènements avec des cumuls supérieurs à 40 mm sur 24 heures peuvent cependant être notés. 40 mm génère un volume de 264 000 m³ sur le bassin versant de Boudonville et de 5,7 millions de m³ pour l'ensemble de la communauté urbaine (en supposant une pluie homogène). Comme le montre les cartes de Météo-France (Figure II.2), les évènements supérieurs à 80 mm sont extrêmement rares, par rapport à d'autres régions françaises. L'évènement le plus intense a eu lieu le 21 mai 2012 avec une hauteur de 103 mm sur 4h.

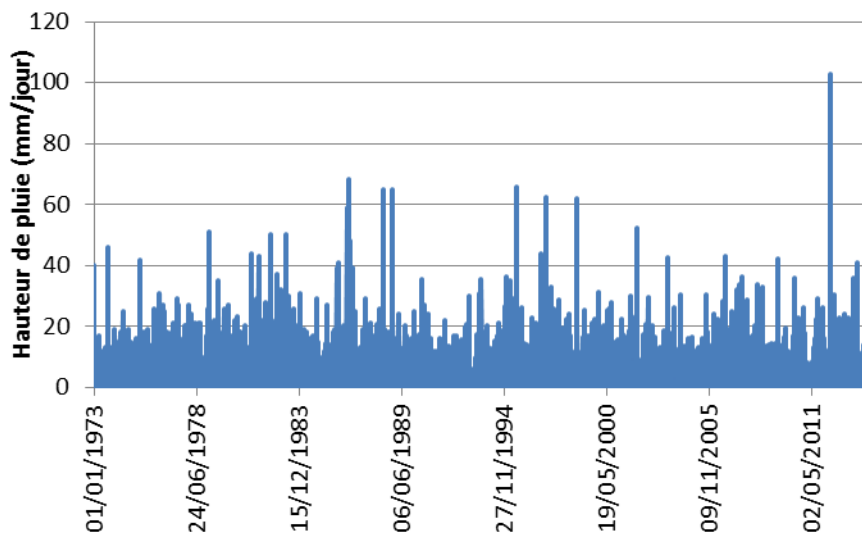


Figure II. 1 : Pluviométrie relevée à Tomblaine (aérodrome) (site Météo-Ciel) entre 1973 et 2014.

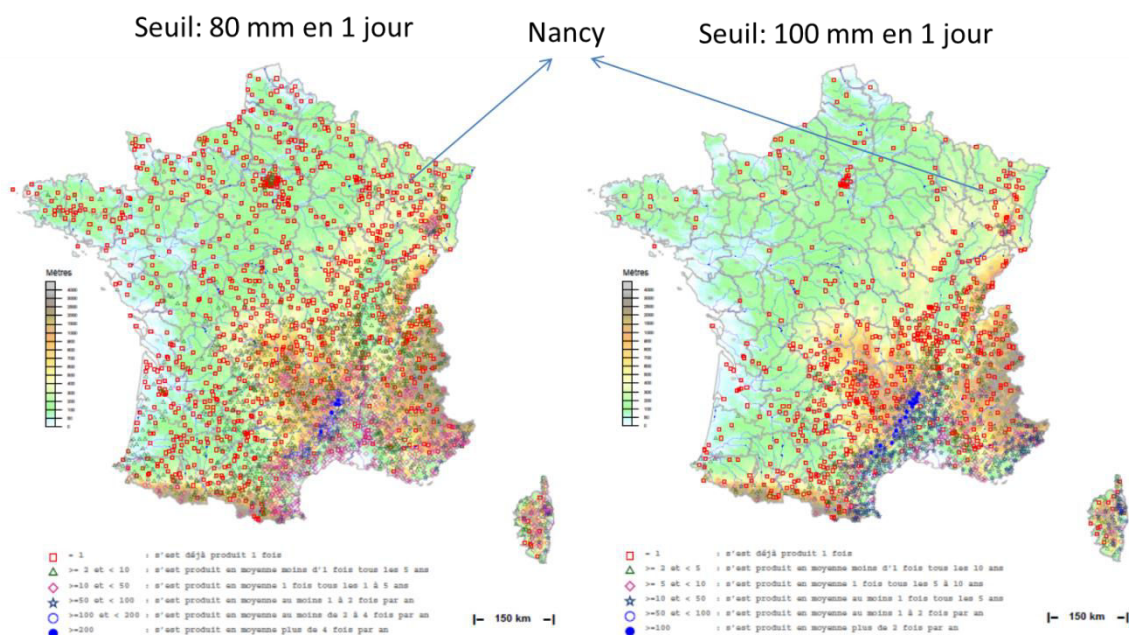


Figure II. 2 : Répartition spatiale des évènements extrêmes supérieurs à 80 mm et 100 mm en un jour (Météo-France, édition du 21/01/2014).

En fait c'est la géographie de Nancy qui pose problème. Nancy est située en bordure des côtes de la Moselle, juste au sud de la confluence entre celle-ci et la Meurthe. La ville s'est établie dans une demi-cuvette, bien visible sur la carte géologique (Figure II.3) : les coteaux sont abrupts avec une variation d'altitude rapide entre 200 et 380 m. Compte tenu des risques d'inondation, la ville a été construite un peu à l'écart et était principalement alimentée au Moyen-Âge par des ruisseaux, dont le ruisseau de Boudonville (Figure II.4). Sur la carte de la

Figure II.3, le trait vert figure la ville telle qu'elle s'étendait au 15^{ème} siècle. Au XVIII^{ème} siècle la ville s'est étendue vers le sud sous l'impulsion du dernier duc de Lorraine, Stanislas. La Figure II.4 montre l'étendue actuelle du tissu urbain du Grand Nancy.

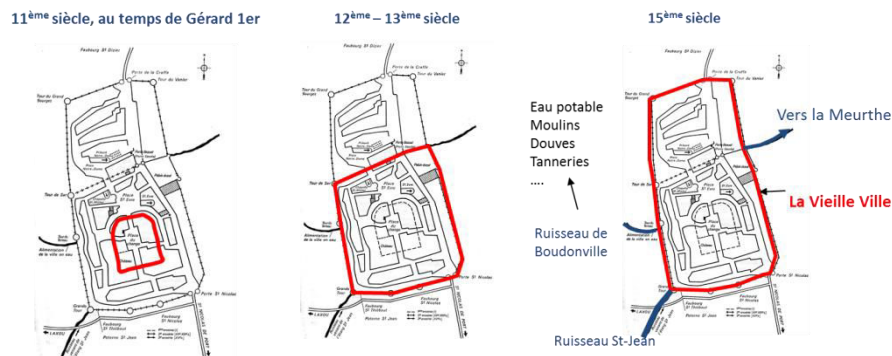


Figure II. 3 : L'évolution de la Vieille Ville de Nancy jusqu'au XV^{ème} siècle.

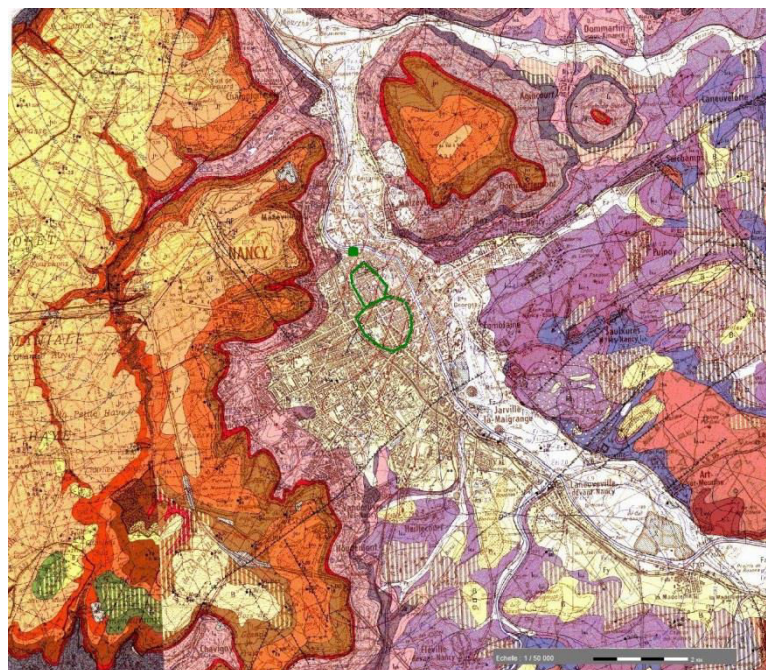


Figure II. 4 : Carte géologique (InfoTerre- BRGM). La ligne verte représente le cœur historique de la ville et le point vert la localisation du bassin Charles Keller.

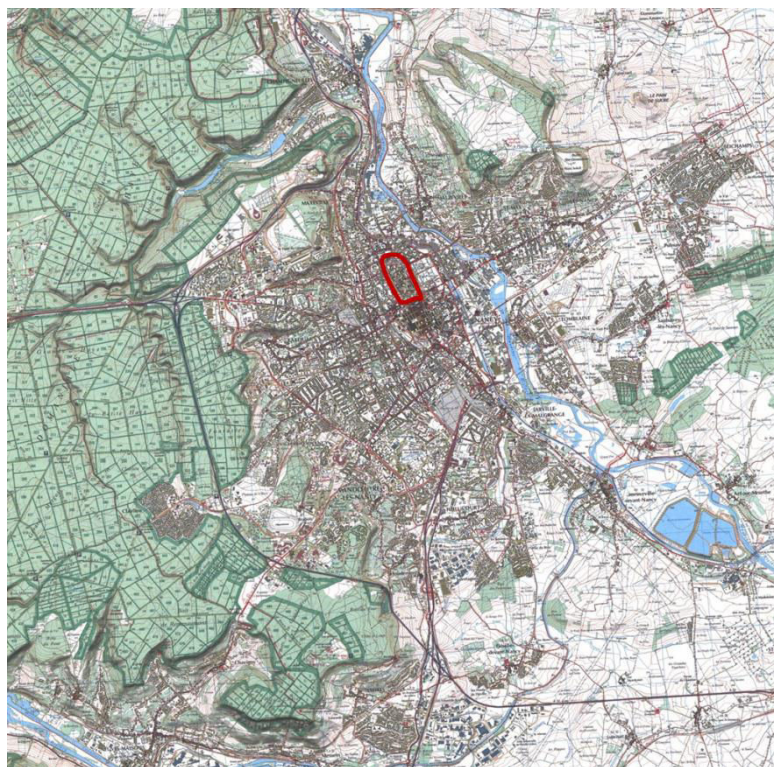


Figure II. 5 : Carte topographique (IGN) du Grand Nancy avec la localisation du centre urbain initial.

Du fait des fortes pentes le ruissellement sur les surfaces imperméabilisées est intense. Ceci se traduit par des débordements de réseau dans la partie la plus basse de la ville. 90 % des évènements pluvieux relevés sur Météo-Ciel entre 2013 et avril 2014 (7091) ont une hauteur inférieure à 10 mm. Cependant dix évènements avec une hauteur de pluie supérieure à 50 mm se sont produits dans la décennie 1980-1989 (Tableau II.2). Cela a conduit les autorités locales à se préoccuper de la gestion de ces grandes quantités d’eaux pluviales susceptibles d’envahir très rapidement le centre urbain dense (Figure II.5). Compte tenu de l’espace disponible, les solutions alternatives d’infiltration ne sont pas appropriées. Des bassins de stockage ont donc été construits (souterrains dans les zones les plus habitées, en surface dans des zones plus périphériques).

Tableau II.2 : Fréquence annuelle (%) des évènements pluvieux en fonction de leur intensité.

	50-100 mm	40-50 mm	30-40 mm	20-30 mm	10-20 mm
1973-1979	0,14	0,29	0,29	3,43	15,00
1980-1989	0,60	0,40	0,80	3,90	14,40
1990-1999	0,30	0,10	0,80	2,80	15,20
2000-2009	0,10	0,30	1,10	2,00	16,50
2010-2013	0,00	0,25	0,50	2,25	19,75

Dans la Figure II.6 sont représentés les volumes des événements qui ont eu lieu entre 1973 et 2014 dans le bassin versant de Boudonville.

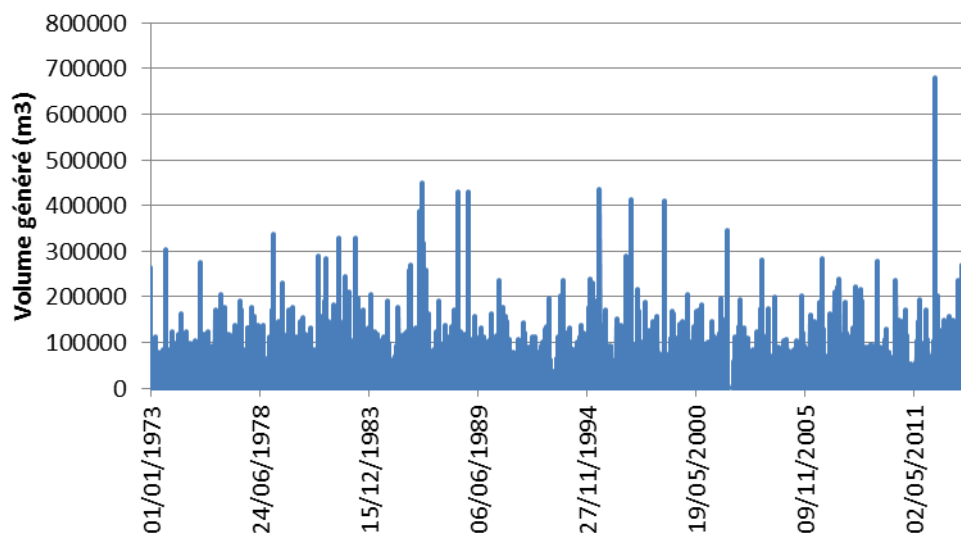


Figure II. 6 : Volume d'eau généré à Boudonville (1973-2014).

Depuis la loi de 1992 sur l'eau, il est devenu important que ces ouvrages participent à la phase de traitement de la pollution au lieu de jouer uniquement le rôle d'un réservoir temporaire. Les rejets urbains en temps de pluie dans le milieu naturel sont une contrainte qui pèse sur la qualité du milieu, et leur prise en charge nécessite de nouvelles techniques en plus du stockage temporaire en temps de pluie. C'est là qu'a émergé l'idée de traiter en ligne les eaux rejetées et d'implanter un ouvrage capable de travailler d'une manière dynamique et autonome pour traiter une certaine partie de ses eaux.

La protection de la Meurthe contre la pollution consiste en fait à renforcer la capacité épuratoire de la station d'épuration de Maxéville en installant des ouvrages décentralisés pour la dépollution des eaux pluviales issues des zones urbaines denses. La technique de traitement est physique ou physico-chimique sans partie biologique. Elle doit permettre l'élimination des matières en suspension et d'une partie de la pollution colloïdale, et de la pollution organique et métaux lourds liées aux sables. Cinq ouvrages d'une capacité totale de 50 000 m³ ont été imaginés pour le traitement des eaux pluviales de la CUGN. Aujourd'hui uniquement un seul ouvrage a été réalisé, c'est l'ouvrage Charles Keller, d'un volume de 7 000 m³, qui se situe à l'exutoire du bassin versant de Boudonville. Il s'agit d'un bassin expérimental, destiné à mieux apprécier les avantages et inconvénients de cette technologie en milieu urbain dense.

II.2 Nos objectifs

Dans le contexte actuel de la gestion des eaux pluviales urbaines, l'émergence de nouvelles techniques permet non seulement de s'adapter aux contraintes techniques (gestion et exploitation, élimination de certains polluants...), mais elles sont également dans la majorité

des cas autonomes : elles ne nécessitent pas une présence permanente d'une personne pour le fonctionnement normal de la technique. L'ouvrage Charles Keller s'inscrit dans cette catégorie de techniques. Cependant, et vu la complexité des ouvrages unitaires qui le compose, il nécessite une gestion particulière. Au cours de ce travail, nous avons travaillé et observé la dynamique de l'ouvrage, sa réaction lors de différents événements depuis sa mise en service : ils ont été malheureusement rares mais suffisants pour apprécier les avantages et les inconvénients de l'ouvrage.

L'objectif principal de ce travail est donc d'étudier l'efficacité d'un tel ouvrage dans le système de gestion des eaux usées dans le bassin versant de Boudonville mais aussi son impact sur la station d'épuration de la Communauté Urbaine du Grand Nancy (CUGN) et le milieu récepteur qui est dans notre cas la Meurthe.

Pour y parvenir et en fonction des difficultés techniques rencontrées dans la mise en service, puis en œuvre de l'ouvrage, durant la période de la thèse, on s'est basé sur le plan suivant :

- Installation et mise en œuvre d'une instrumentation en ligne appropriée dans l'ouvrage : celle-ci permet de caractériser les eaux en ligne lors d'un événement pluvial mais aussi d'apprécier l'évolution des paramètres décrivant la qualité des eaux qui restent stockées dans l'ouvrage après l'évènement traité.
- Simulation dynamique de l'ouvrage par un modèle systémique qui décrit le fonctionnement des opérations unitaires du traitement. Le modèle est alimenté par un autre modèle construit sous Infoworks CS, qui décrit l'écoulement et l'évolution de la pollution dans le bassin versant de Boudonville durant une période de 16 mois (01/01/2012-31/04/2013).
- Estimation de l'impact de l'ouvrage sur la station d'épuration de la CUGN grâce à un modèle classique d'une station d'épuration. Deux cas de figure ont été envisagés : Bassin versant - Station d'épuration (cas de référence sans traitement spécifique des eaux pluviales) et Bassin versant - Ouvrage Keller (en fonctionnement complet ou partiel) - Station d'épuration.
- Faire des propositions quant à la gestion de l'ouvrage.

Le travail doit permettre une vision globale du système pour mieux voir la place que peut occuper un tel ouvrage. La complexité du système (réseau d'assainissement, ouvrages particuliers, station d'épuration et milieu récepteur) tel qu'il est exploité aujourd'hui offre en effet plusieurs possibilités de croisement de l'ensemble des ouvrages particuliers pour améliorer le traitement en terme de qualité et quantité. Aujourd'hui la STEP de la CUGN ne peut prendre en charge que 7200 m³/h, le reste étant renvoyé sans traitement vers le milieu récepteur. L'ouvrage Keller peut prendre en charge un débit qui oscille entre 540 m³/h et 10800 m³/h en temps de pluie.

CHAPITRE III : MODELISATION DU SYSTEME BASSIN VERSANT DE BOUDONVILLE-BASSIN KELLER-STATION D'EPURATION

III.1 Introduction

Les travaux d'analyses et de caractérisation ont pour objectif de rassembler les informations nécessaires pour construire les modèles, les caler et les valider mais aussi pour suivre l'évolution du fonctionnement du système qui fait l'objet cette thèse (bassin versant de Boudonville et son système d'assainissement, l'ouvrage Keller et la station d'épuration). Les informations obtenues vont servir par la suite dans la partie modélisation/simulation et le couplage séquentiel des trois modèles (bassin versant, ouvrage Keller et station d'épuration) comme montré dans la Figure III.1. La première partie (I) correspond au bassin versant de Boudonville qui est simulé sous Infoworks CS (version 8.5.0.15014 Septembre 2007). Le modèle simule le fonctionnement du réseau d'assainissement et ses ouvrages élémentaires en temps sec et en temps de pluie en prenant en compte le débit et la composition des eaux en pollution. La seconde partie (II) présente l'ouvrage de traitement décentralisé Charles Keller. L'ouvrage fonctionne en continu et le modèle qui le simule est construit sous Fortran 77 et décrit le fonctionnement de ses ouvrages unitaires (dessablage, coagulation/floculation et décantation). Le modèle s'est inspiré d'un élément du modèle du Benchmark BSM1 (Alex et al., 2008) à savoir le modèle du clarificateur. Pour finir la dernière partie (III) est consacrée à la modélisation de la station d'épuration. Ne disposant pas d'un modèle de la station d'épuration de Maxéville qui est partiellement alimentée par le bassin Charles Keller, c'est le modèle de la station BSM2 (Jeppsson et al., 2007) qui a été adapté.

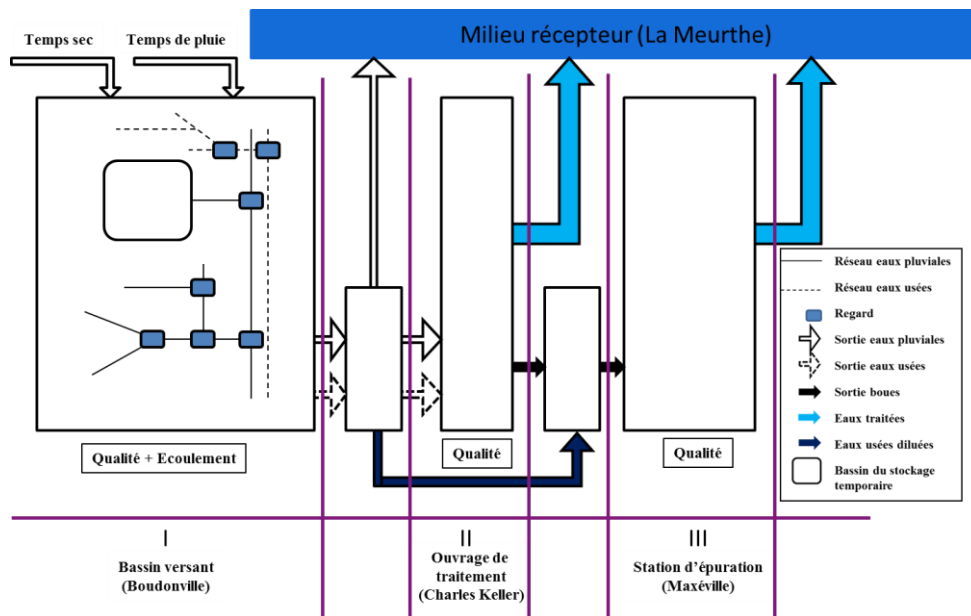


Figure III. 1 : Présentation du système global.

III.2 Bassin versant de Boudonville

III.2.1 Description

Le bassin versant de Boudonville (Figure III.2), d'une superficie de 660 ha, doté d'un réseau d'assainissement collectant les rejets de 40 000 habitants, est situé au nord-ouest du cœur de ville de Nancy. L'urbanisation la plus récente se situe en amont. Le bassin versant comprend trois zones bien distinctes : un plateau amont, une plaine avale, séparée par une zone de forte pente avec un dénivelé total de 160m.

Le bassin est essentiellement drainé par deux collecteurs, l'un unitaire et l'autre séparatif. La pente moyenne du bassin est de 0,034 m/m avec 40 % de surface imperméable.

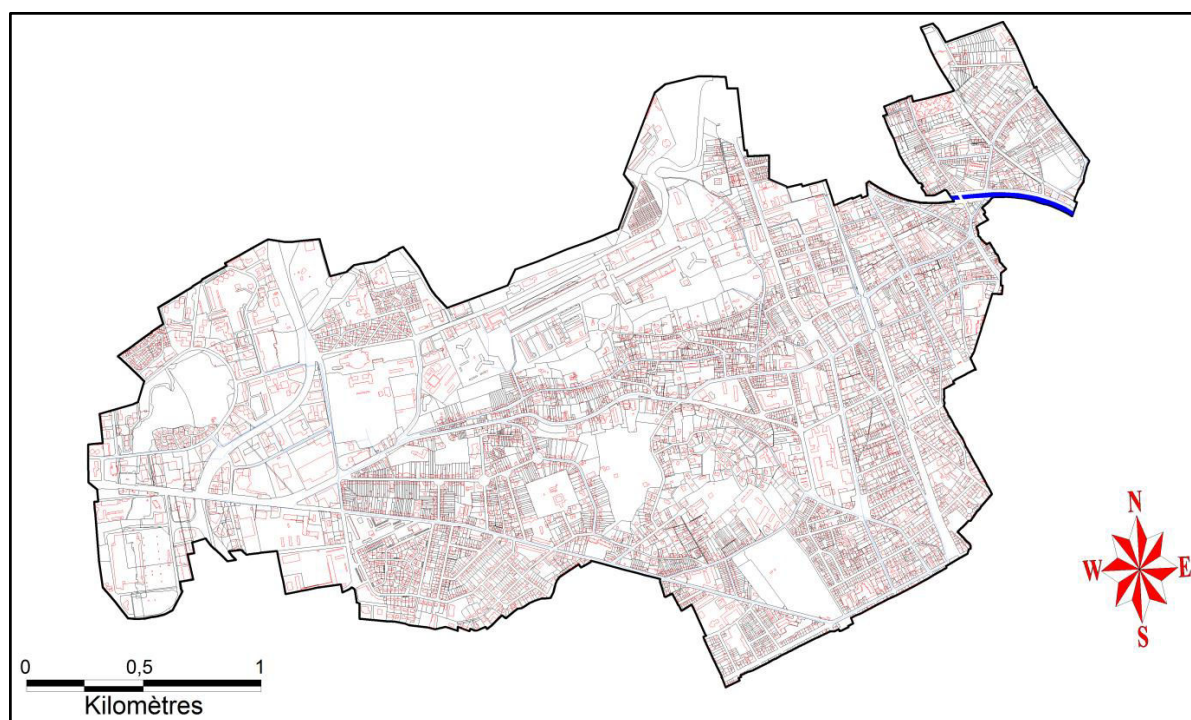


Figure III. 2 : Bassin versant de Boudonville (CUGN).

Pour lutter contre les inondations de la zone basse du bassin, sept bassins de rétention ont été construits (Figure III.3). Le fonctionnement des ouvrages est automatisé : cela consiste à réguler le débit à la sortie pour atténuer le débit de pointe et l'étaler sur une période plus importante que celle de l'évènement pluvial afin de permettre au réseau de fonctionner d'une manière plus souple et d'éviter les inondations en aval. Le débit de fuite est donc variable d'un ouvrage à un autre et d'un évènement à un autre. La régulation des vannes se fait selon le débit à l'entrée et les ouvrages se vident entièrement entre deux évènements.

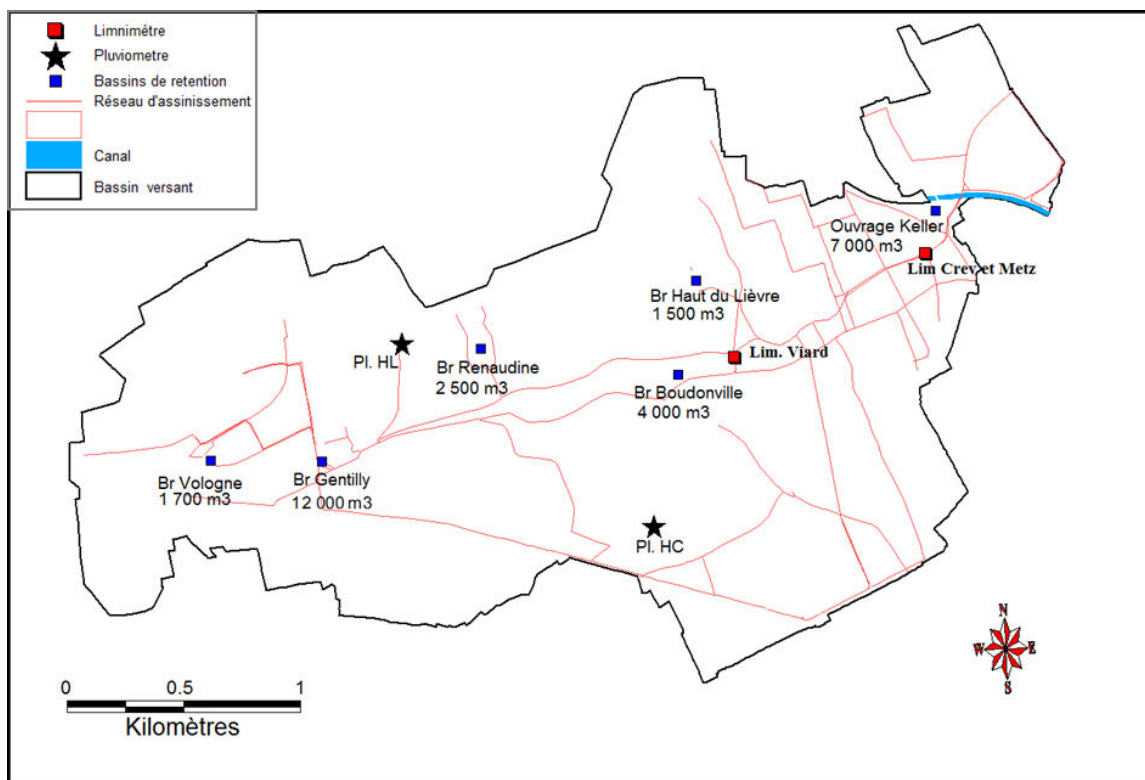


Figure III. 3 : Ouvrages particuliers dans le bassin versant de Boudonville (CUGN).

III.2.2 Instrumentation

Pour le suivi de la pluviométrie, le bassin versant de Boudonville dispose de trois pluviomètres. Deux d'entre eux (Haut-de-Chèvre et Haut-du-Lièvre) sont utilisés dans notre étude. A cela s'ajoutent des limnimètres qui se trouvent dans le réseau d'assainissement (Figure III.3). On dispose d'une importante base de données sur les hauteurs d'eau et les événements pluvieux.

Le collecteur unitaire dit Metz présente une petite cunette pour les eaux usées en temps sec. Le collecteur Crevaux collecte le ruisseau de Boudonville et les eaux de ruissellement de temps de pluie (Figure III.4). Par ailleurs le collecteur Metz reçoit également une partie des eaux de ruissellement en temps de pluie.

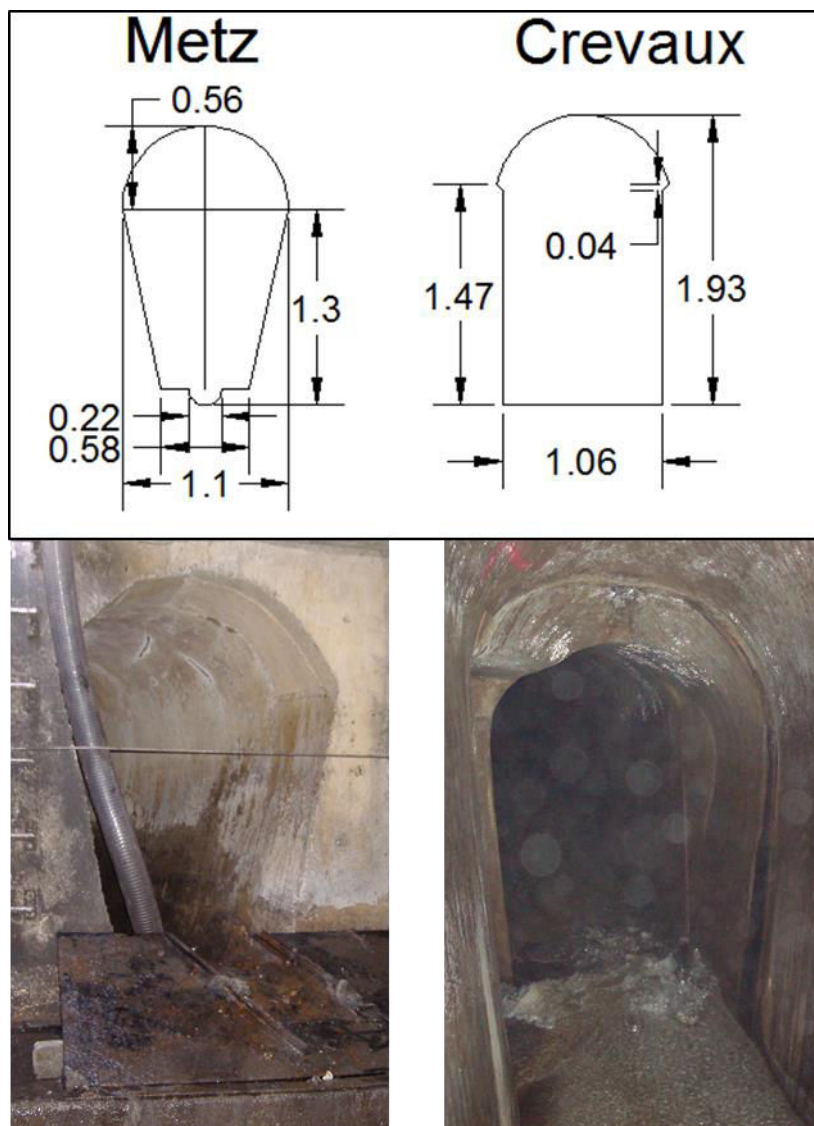


Figure III. 4 : Collecteurs Crevaux et Metz.

L'ouvrage de rétention Gentilly a une capacité de 12 000 m³. Il est le plus important en termes de volume de stockage. Il reçoit les apports de trois collecteurs principaux avec une surface d'apport de 151 ha (Figure III.5). On explique succinctement son mode de fonctionnement et les consignes de manœuvre des vannes électroslide.

Il a été construit initialement avec un seul compartiment et ensuite a été modifié. Sa configuration actuelle comporte deux compartiments (Figure III.5). Chaque compartiment comporte trois vannes de vidange en aval, et la chambre de vidange est équipée d'une vanne électroslide. Le premier compartiment a un volume de 2000 m³ utilisé pour des pluies faibles. Dans le cas de fortes pluies ce compartiment déverse dans le second compartiment d'un volume utile de 8900 m³, soit un volume total de 10 900 m³ sous déversoir de sécurité (Figure III.1 B).

Les vannes d'évacuation des eaux claires (VEC1, VEC2, VEC3 et VEC4) sont placées dans la partie supérieure des deux compartiments. Elles permettent d'évacuer les eaux hautes ou intermédiaires décantées.

Des vannes pour les eaux sales (VES1 et VES2) sont implantées au fond de l'ouvrage : elles évacuent les eaux sales en fin de pluie, ce sont des vannes tout ou rien.

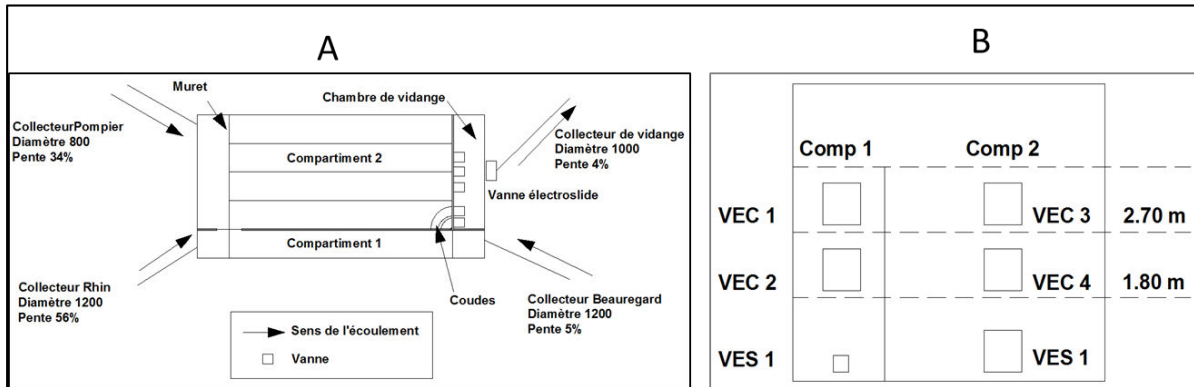


Figure III. 5 : Bassin de rétention Gentilly : A : Vue schématique, B : Vue de face.

La vanne électroslide est régulée selon la hauteur d'eau dans la collecteur Libération. La Figure III.6 montre les débits de fuite lors de la vidange selon la variation des hauteurs. Les débits varient entre 300 L/s et 2800 L/s.

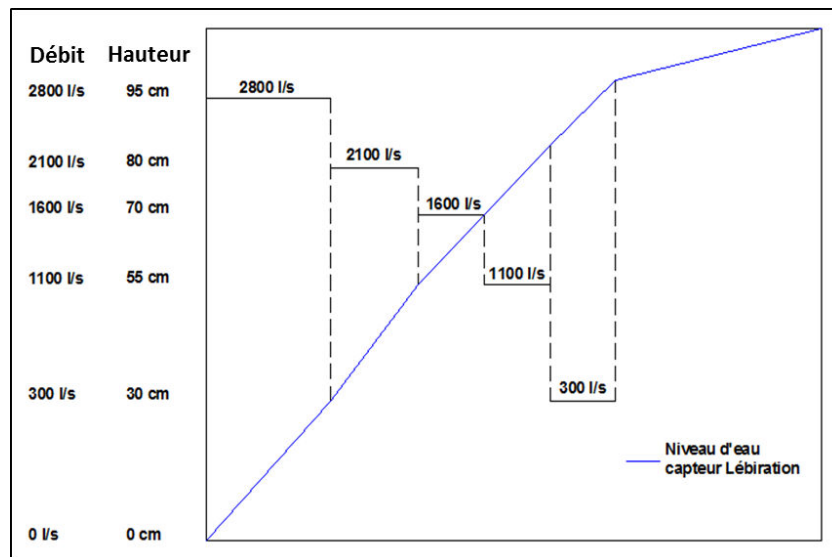


Figure III. 6 : Régulation anti-inondation (consignes de la vanne électroslide selon niveau Libération).

La manœuvre des vannes est également conditionnée par les informations provenant de turbidimètres fixés à des escaliers flottants, immergés à faibles profondeurs et qui suivent le niveau d'eau. Un exemple de manœuvre est présenté dans la Figure III.7 où on présente l'ouverture de chaque vanne selon le niveau d'eau et la turbidité.

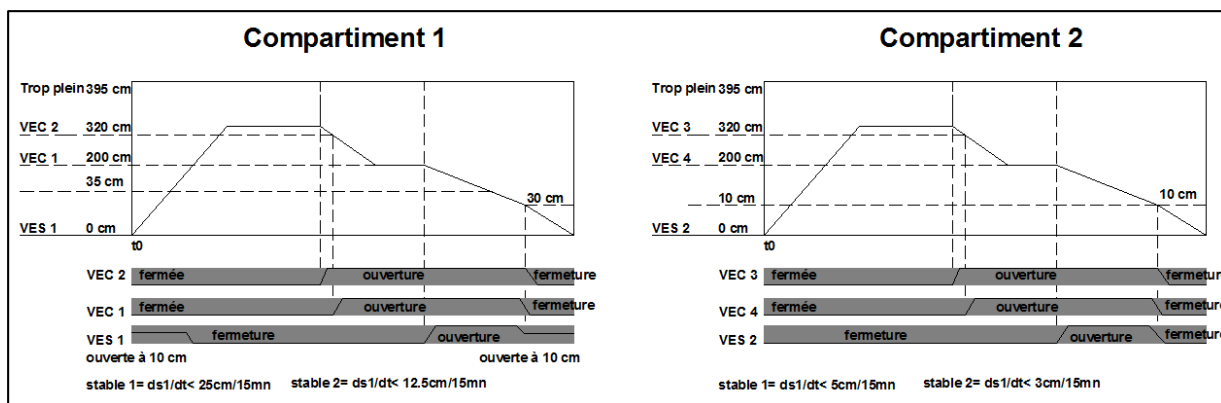


Figure III. 7: Manœuvre des vannes électroslide dans le bassin de rétention Gentilly

III.2.3 Analyse des données de pluie

Dans notre travail, on s'est basé sur deux stations pluviométriques : Haut-du-Lièvre et Haut-de-Chèvre (Figure III.3). On dispose ainsi de l'historique des hauteurs de pluie entre le 01/01/2012 et le 30/04/2013. Le choix de cette période correspond au suivi de l'ouvrage Charles Keller et des campagnes de mesure utilisées pour la suite de travail.

La Figure III.8 représente l'ensemble des pluies sur les deux pluviomètres Haut de Lièvre et Haut de Chèvre entre le 01/01/2012 et le 30/04/2013.

Une macro commandée sous Excel pour l'étude de la pluie sur Nancy a été réalisée au GEMCEA dans le cadre de travaux de stage (Mulot, 2008). Elle permet d'estimer la période de retour des événements, le début et la fin de chaque événement et le volume d'eau généré. Le débit est calculé à l'exutoire du bassin versant de Boudonville sur les deux collecteurs qui le drainent (Cerveau et Metz).

Les données utilisées sont récupérées via la GTC (Gestion Technique Centralisée) sur les trois pluviomètres du bassin versant de Boudonville. Les pluies inférieures à 3 mm en cumul sont écartées (Haut du Lièvre, Haut de Chèvre). Pour le calcul des périodes de retour les coefficients de Montana ont été obtenus auprès de Météo France.

La macro a été appliquée aux événements qui ont eu lieu entre le 01/01/2012 et le 31/04/2013, les résultats obtenus montrent que durant cette période on a enregistré 271 événements pluvieux qui ont généré un volume total de 939 993 m³.

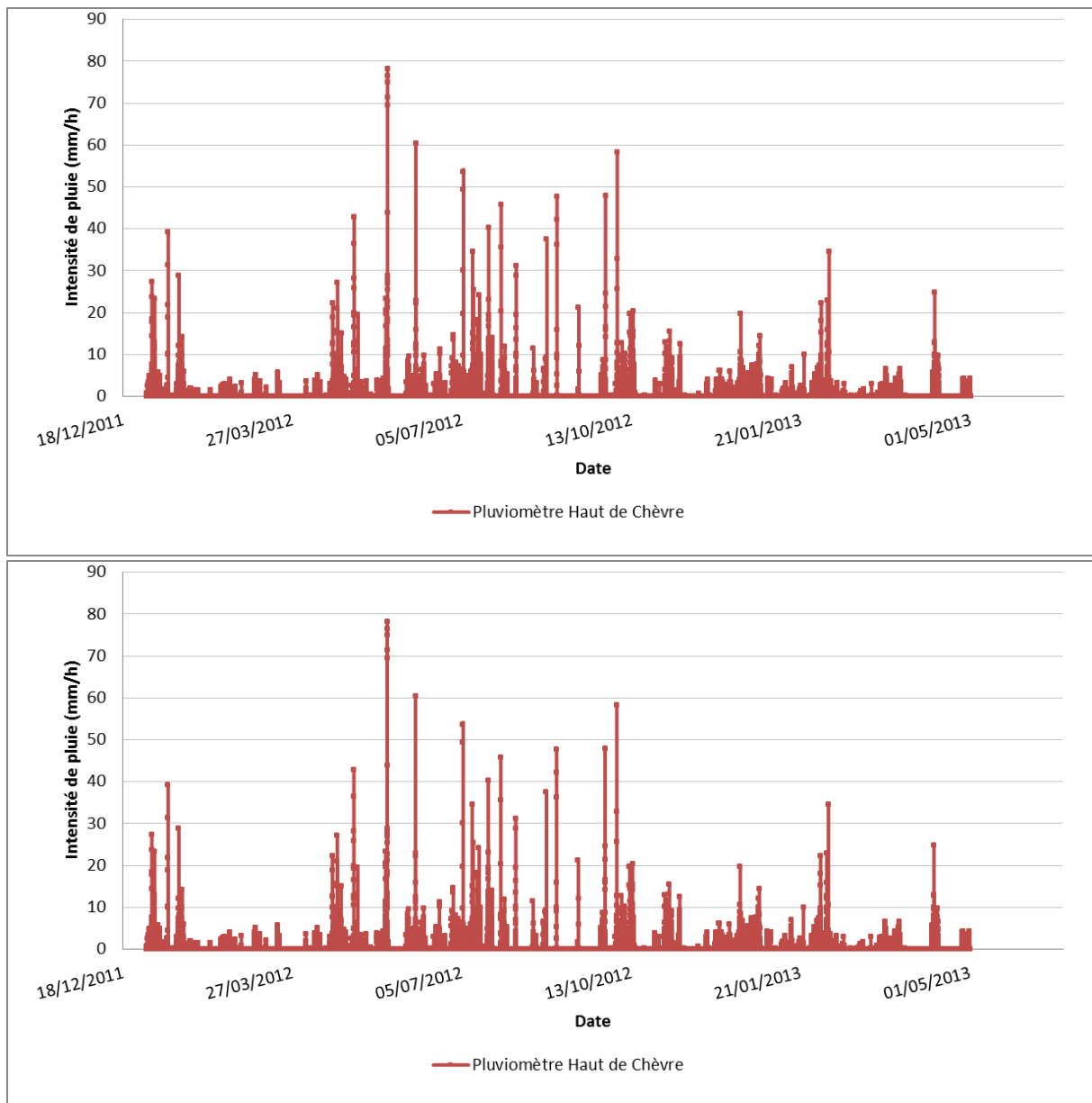


Figure III. 8 : Intensité de pluie au niveau des deux pluviomètres (Haut de Lièvre et Haut de Chèvre) entre le 01/01/2012 et 30/04/2013.

- 216 événements ont un débit inférieur $1 \text{ m}^3/\text{s}$ et ont générés un volume de $265\,397 \text{ m}^3$ (27 % du volume total).
- 245 événements ont un débit inférieur à $2 \text{ m}^3/\text{s}$ et ont généré un volume de $416\,162 \text{ m}^3$ (44 % du volume total).
- 256 événements ont un débit inférieur à $3 \text{ m}^3/\text{s}$ et ont généré un volume de $467\,780 \text{ m}^3$ (50 % du volume total).
- Uniquement 15 événements ont un débit supérieur à $3 \text{ m}^3/\text{s}$ et ont généré un volume de $275\,719 \text{ m}^3$ (12 % du volume total).

La durée des événements est un autre paramètre qui permet de caractériser les pluies. Dans le tableau III.1 sont montrées les pluies en fonction de leur durée. Selon les résultats obtenus les pluies sont classées en deux catégories :

- Pluie d'inversion : ce sont des pluies de durée longue (supérieures à 8 hr) et une faible intensité (< 2 mm/hr).
- Des événements dits orages qui sont caractérisés par une intensité forte (> 4 mm/h) et une durée très courte (< 4 heures). Ils engendrent des débits moyens assez élevés ($> 1,5$ m³/s) avec des pointes à plus de 4 m³/s

Dans la Figure III.9 sont montrés quelques exemples d'événements.

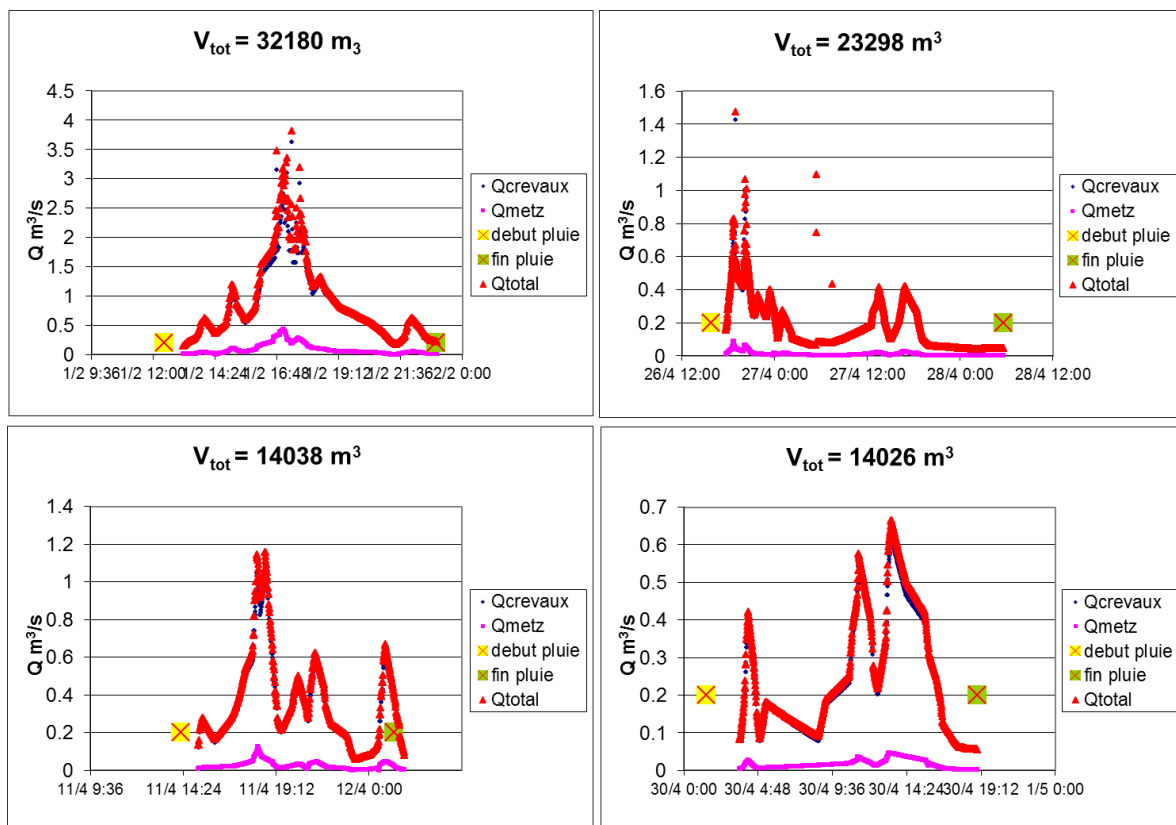


Figure III. 9 : Courbes du débit pour les deux collecteurs (Metz et Crevaux).

L'ensemble des événements est classé dans le tableau III.1 en fonction de la durée, le volume généré pour chaque tranche de temps. Soixante événements ont une durée entre 2 et 3 heures et ont généré un volume total de 83 287 m³ tandis qu'uniquement 11 événements avec une durée comprise entre 6 et 7 heures ont produit un volume total de 164 906 m³. Par ailleurs les pluies qui ont une durée supérieure à 10 heures sont au nombre de 24 et elles produisent le plus important volume (208 453 m³). Ces pluies causent un ruissellement important car le sol est saturé à cause de la durée importante de l'événement.

Tableau III. 1 Caractérisation qualitative et quantitative des pluies de Boudonville

intervalle	Nombre d'événements	%	Volume (m ³)			
			V _{min}	V _{moy}	V _{max}	V _{total}
t < 1 h	22	8	6	368	1008	7360
1h < t < 2h	31	11	508	2404	11531	74551
2h < t < 3h	2	22	108	1412	9236	83287
3h < t < 4h	38	14	290	2677	28157	99501
4h < t < 5h	40	15	266	1801	6633	71365
5h < t < 6h	25	9	501	3896	37111	81814
6h < t < 7h	11	4	348	12601	104568	164906
7h < t < 8h	5	2	1725	7920	14426	37548
8h < t < 9h	7	3	1946	4704	9567	30516
9h < t < 10h	8	3	2120	8945	32180	74950
t > 10h	24	9	2576	8896	23298	208453

III.2.4 Analyse et caractérisation des eaux résiduaires du bassin versant de Boudonville

Quatre points de prélèvement dans le bassin versant sont retenus. Les trois premiers se trouvent sur la partie amont du bassin versant : Albert 1^{er} en amont, Saint-Bodon, Avenue de la Libération et Charles Keller au niveau de la chambre d'entrée de l'ouvrage Keller qui se trouve en aval du bassin versant (Figure III.10).

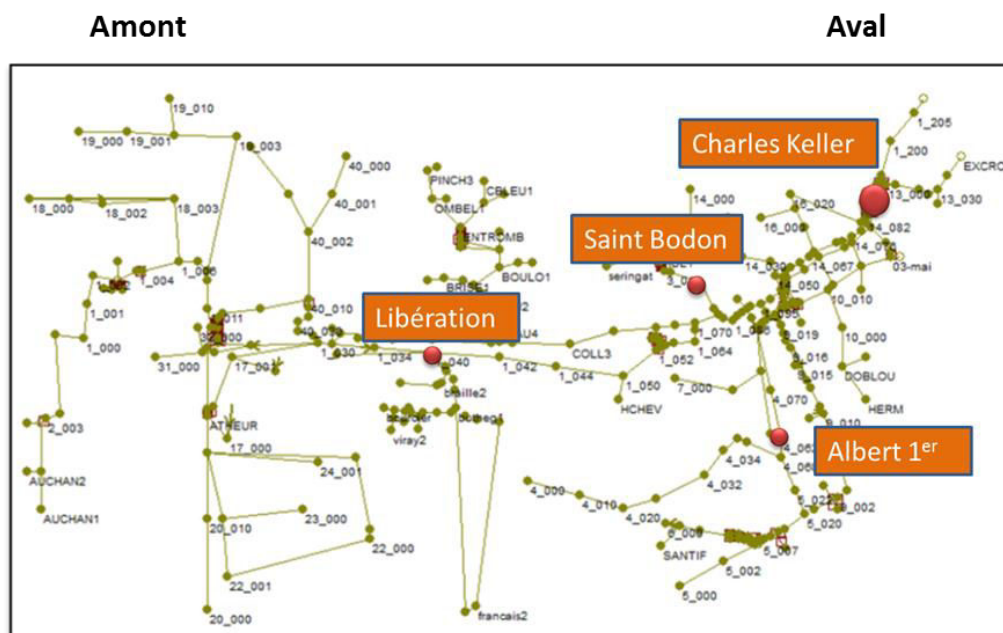


Figure III. 10 : Les points de prélèvements des eaux dans le réseau.

Pour caractériser les eaux résiduaires de temps sec au niveau des points de prélèvement, on se sert de préleveurs installés dans des regards et programmés sur une période de 24 heures (un

échantillon par heure). Chaque échantillon est prélevé en quatre fois (donc toutes les 15 mn) pour avoir une moyenne sur une heure. Les échantillons sont ensuite analysés au laboratoire. Les paramètres analysés sont : DCO (Demande Chimique en Oxygène) totale et filtrée, pH (potentiel Hydrogène), turbidité, MES (Matières En Suspension), absorbance UV (Ultraviolet Visible), COD (Carbone Organique Dissous) et azote ammoniacal.

Dans la Figure III.11 est présenté un exemple de données au niveau des trois points de prélèvement en terme de MES. Les eaux prélevées dans le regard de l'avenue de la Libération sont les plus chargées en MES.

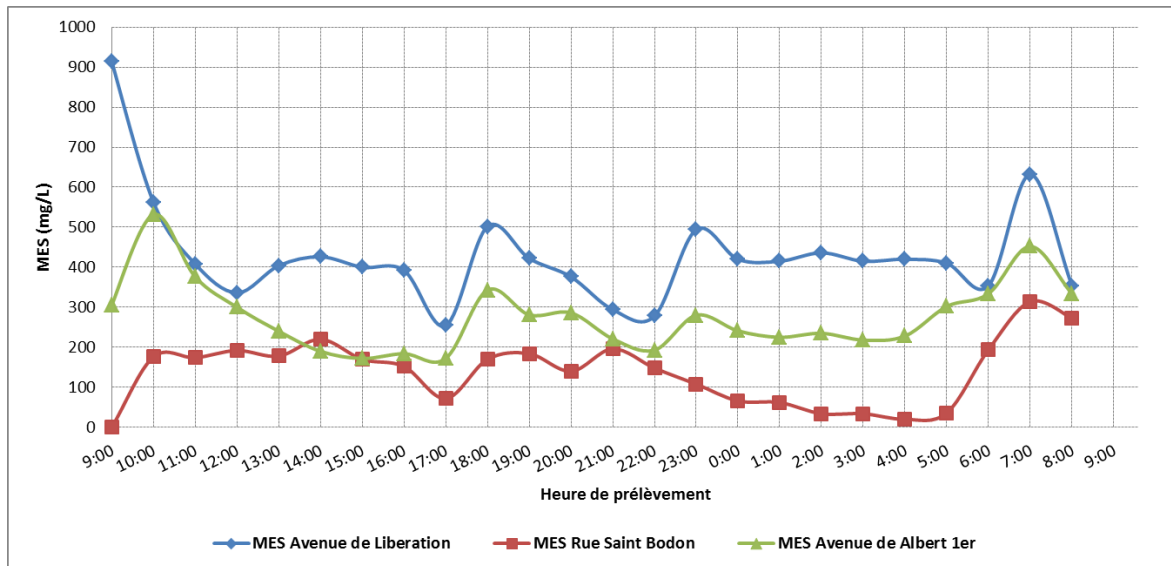


Figure III. 11 : Valeurs de MES dans les différents points de prélèvement (temps sec).

Les résultats de campagnes d'analyse des eaux usées en temps sec dans le bassin versant sont présentés dans la Figure III.12 pour l'exutoire du BV et en Figure III.13, Figure III.14 et Figure III.15 pour les points de prélèvement qui se trouvent rue Saint-Bodon et avenue de la Libération. Les deux campagnes effectuées à l'exutoire du BV montrent une similitude dans l'allure des courbes pour la majorité des paramètres. Les eaux échantillonnées à Saint Bodon qui se trouve en amont du BV sont nettement moins chargées que celles de l'exutoire du BV. On observe une périodicité sur 24h avec des valeurs minimales durant la nuit et en moyenne deux pics durant la journée (le premier vers 12h et le second vers 20h).

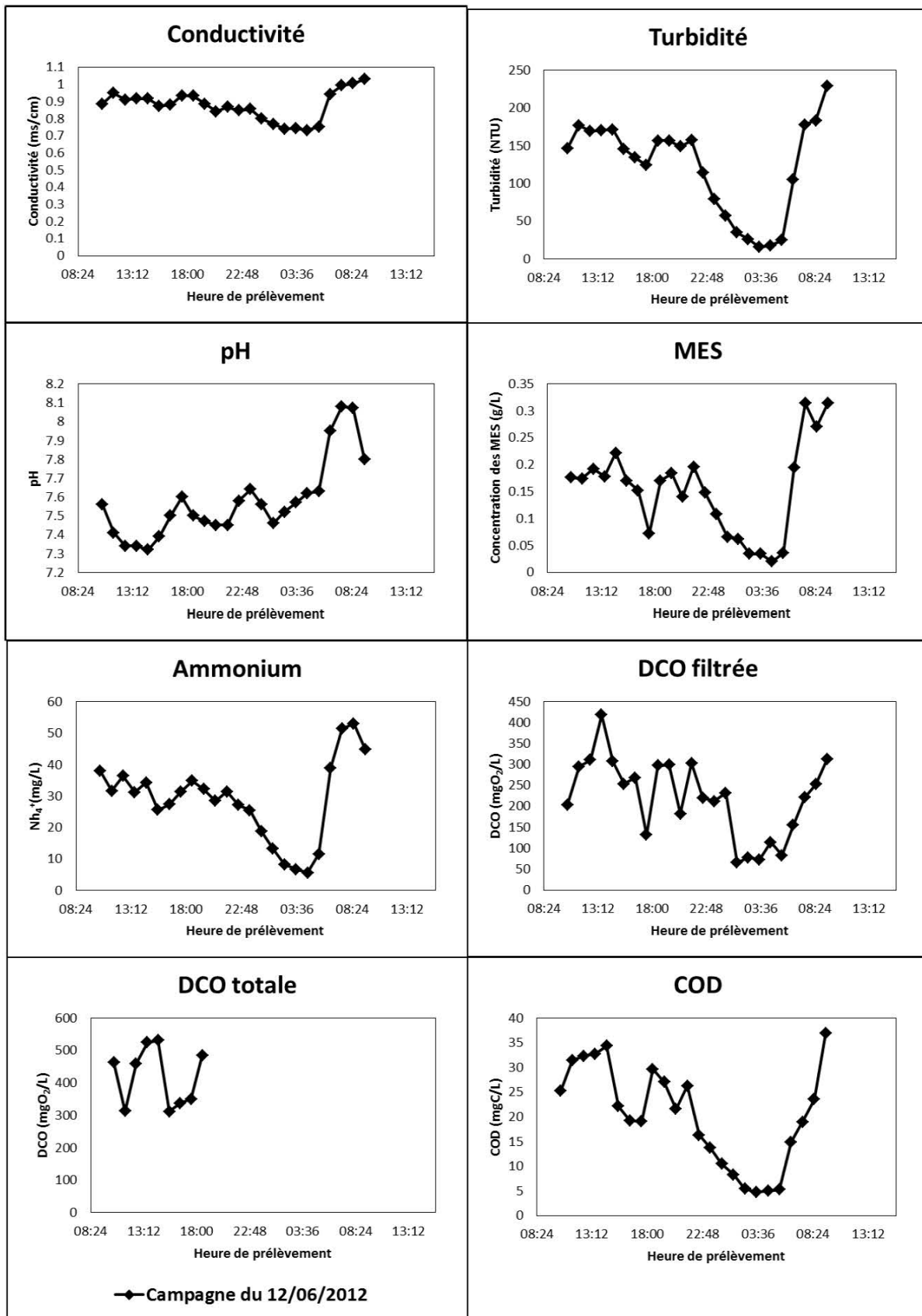


Figure III. 12 : Caractérisation des eaux résiduaires à l'exutoire du bassin versant de Boudonville (campagne du 12/06/2012).

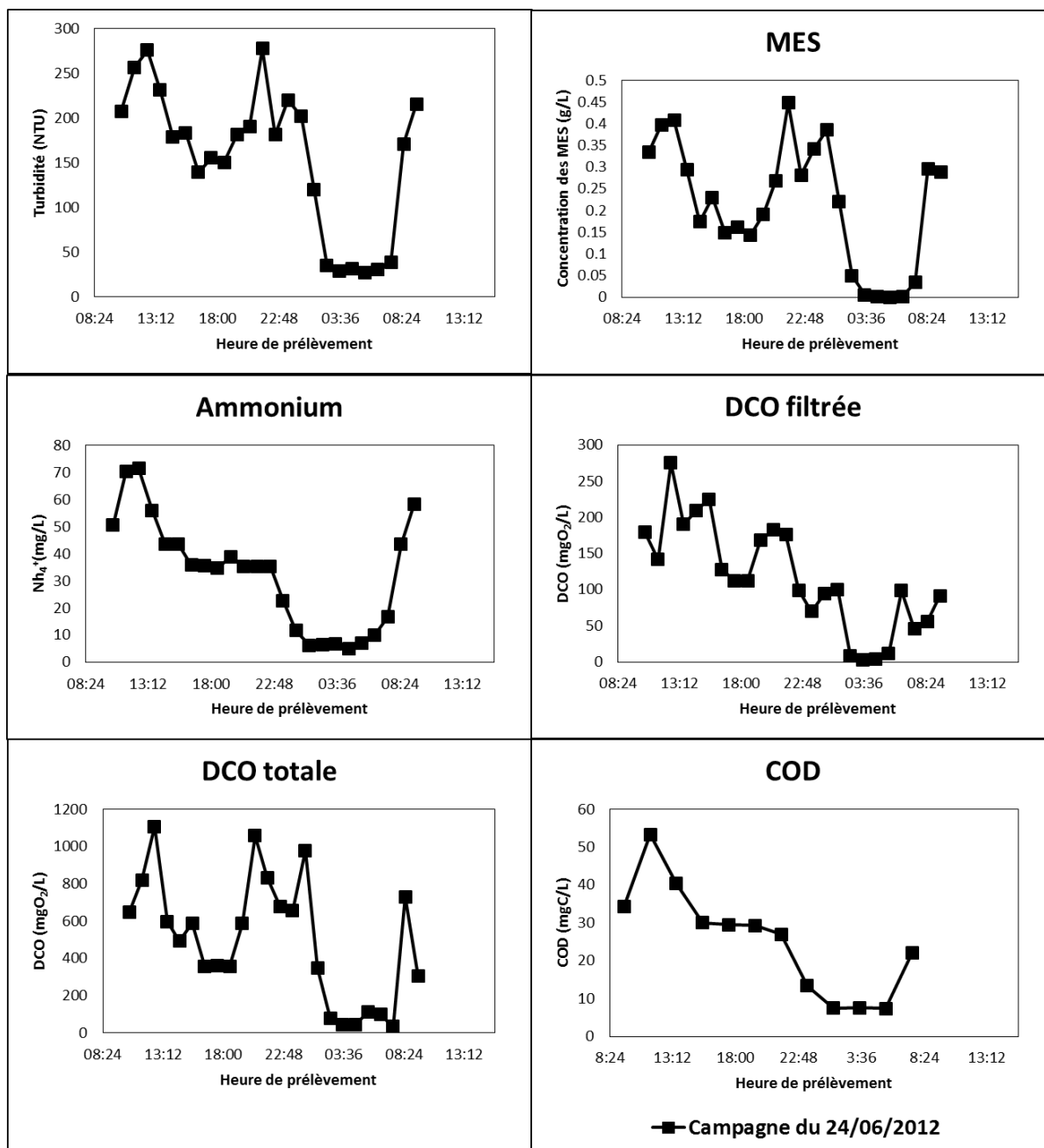


Figure III. 13: Caractérisation des eaux résiduaires à l'exutoire du bassin versant de Boudonville (campagne de 24/06/2012).

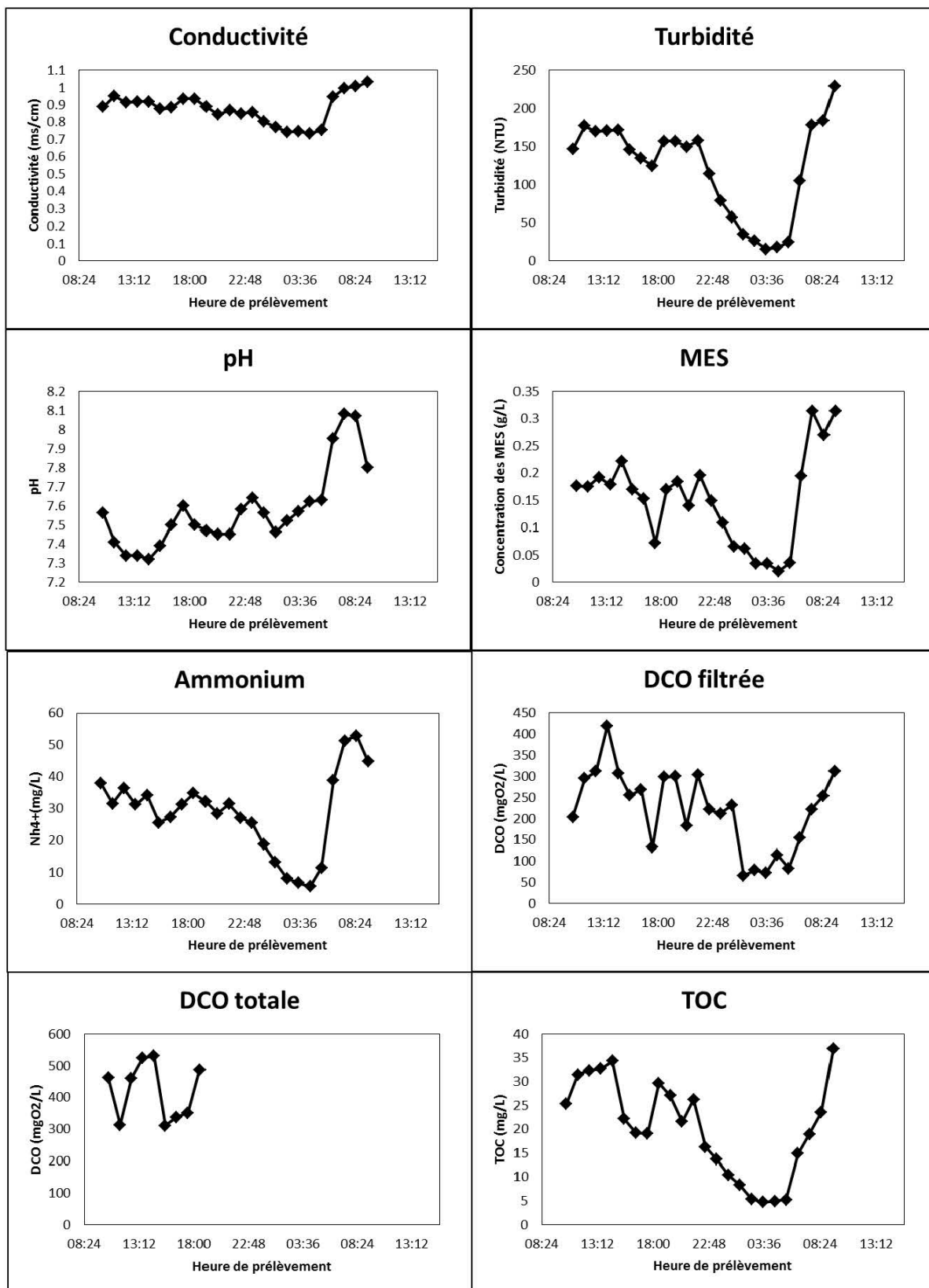


Figure III. 14 : Campagne du 15/06/2012 Rue Saint Bodon.

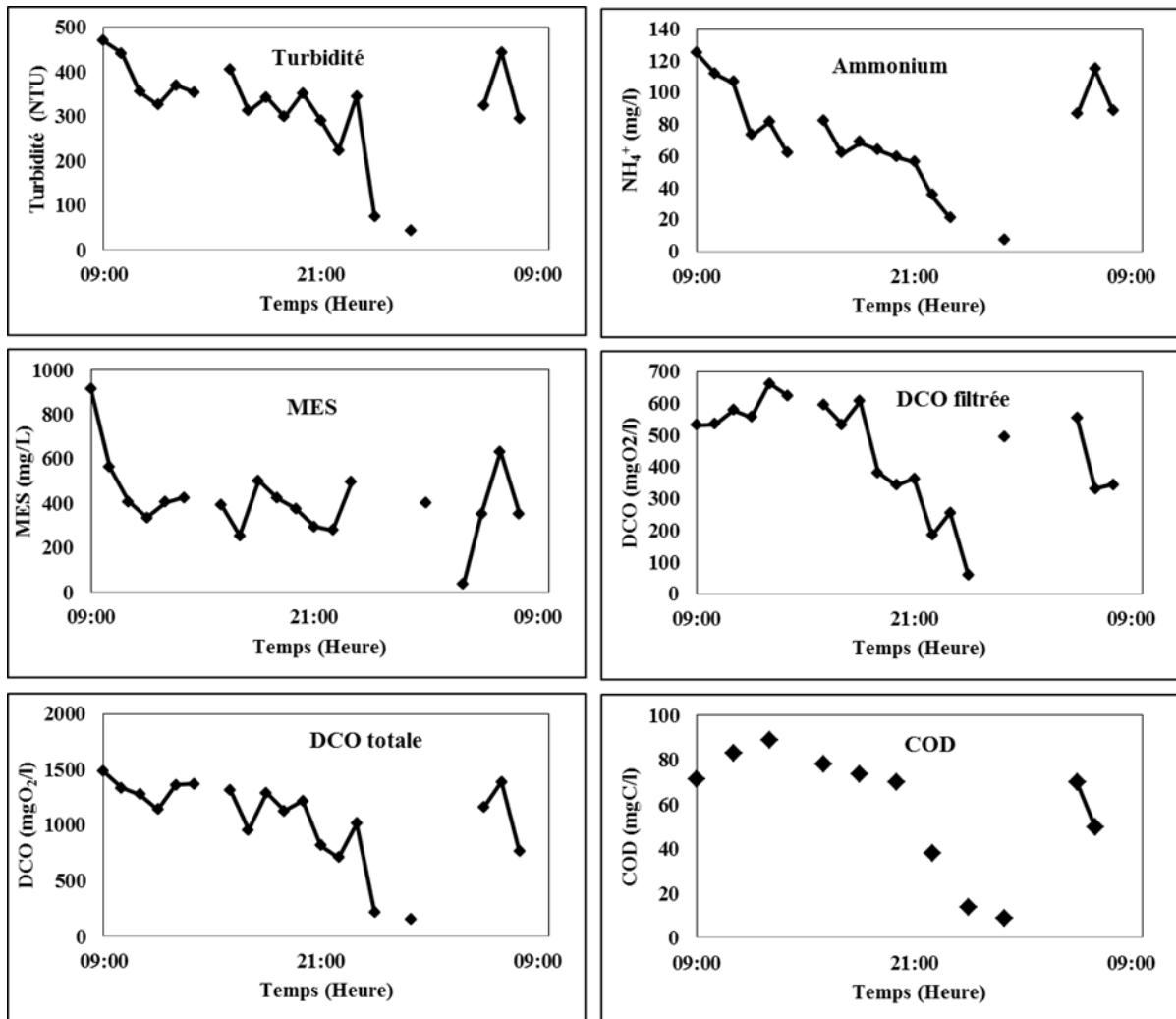


Figure III. 15 : Campagne 15/06/2012 Avenue de la Libération.

III.2.5 Modélisation hydraulique

La période de temps sec correspond au débit qui s'écoule dans le réseau en l'absence de pluie. Ce débit peut être d'origine domestique et industriel, causé par la fonte de neige accumulée pendant une période précédente, par des infiltrations en provenance de la nappe ou par un ruisseau périurbain connecté au réseau. Dans notre cas, on ne considère que les eaux usées issues des activités domestiques et le ruisseau de Boudonville. Les hauteurs d'eau mesurées à l'exutoire du bassin versant sur les deux collecteurs qui le drainent (Crevaux et Metz) ne peuvent pas servir pour produire le profil journalier du débit d'eau résiduaire urbaine parce qu'on ne dispose pas d'une fonction de calage sur Crevaux qui permette de transformer les hauteurs en débit. Seul le collecteur Metz a fait l'objet de ce calage. Pour déterminer un profil temporel journalier du type de débit d'eaux résiduaires urbaines on se sert du profil de la station d'épuration du Grand Nancy (Figure III.16). Le débit est minimum en fin de nuit et présente deux maxima pendant la journée : le premier vers 12h et le second vers 21h. Ceci a

été fait en ramenant le nombre d'équivalent habitants de la STEP (= 300 000 EH) à celui du bassin versant de Boudonville (= 40 000 EH).

$$Q_{i_Boudonville} = \frac{Q_{i_STEP} N_{hab_Boudonville}}{N_{Grand_Nancy}} \quad \text{Eq. 27}$$

$$= \frac{Q_{i_STEP} \cdot 40\,000}{300\,000}$$

Avec

$Q_{i_Boudonville}$ est le débit en temps sec à l'exutoire du bassin versant qui correspond à la tranche horaire i .

Q_{i_STEP} est le débit mesuré en temps sec à l'entrée des rejets urbains dans la station d'épuration de Maxéville durant la tranche horaire i .

Les résultats obtenus sont reporté dans la Figure III.16. Les résultats obtenus ne sont pas tout à fait satisfaisants, car la nature des différents bassins versants du Grand Nancy est très différente. Donc le débit varie selon l'activité au sein de chaque bassin versant. Néanmoins cela permet une estimation plausible du débit de temps sec.

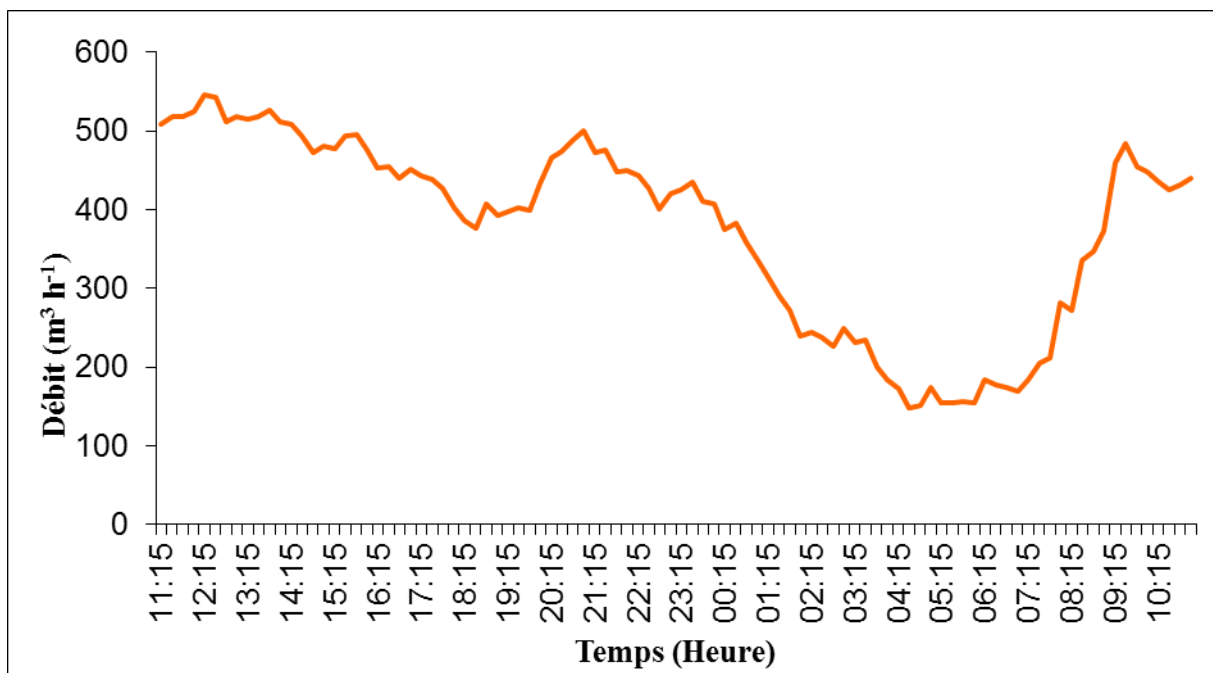


Figure III. 16 : Débit en temps sec estimé dans le BV de Boudonville (27/06/2011).

A ce débit s'ajoute le ruisseau de Boudonville, qui traverse tout le bassin versant de l'amont vers l'aval pour finir dans la Meurthe. Ce débit a été estimé à 90 L/s.

Dans la Figure III.16 nous n'avons pas ajouté le débit du ruisseau, car il est considéré comme un débit fixe non variable. Ce n'est sans doute pas tout à fait le cas, car le niveau piézométrique des nappes qui l'alimentent varie durant l'année. On a choisi 90 L/s comme une valeur moyenne en temps.

Plusieurs modèles de génération de l'hydrogramme de pluie existent sous Infoworks CS. On utilise dans notre cas le modèle suivant :

$$i(D.T) = a(T).D^{(1+b(T))} \quad \text{Eq. 28}$$

Avec

- i Intensité de la pluie pour la période de retour T (mm/mn)
- D_e Durée de l'événement (mn)
- T Période de retour (an)

a et b sont deux paramètres définis selon la région en France (nord, est, et sud-est). Ces paramètres dépendent également de la période de retour (Tableau III.2).

Tableau III.2 : Valeur des coefficients a et b en fonction de la période de retour et de région en France

Région	Période de retour	a(T)	a(T)
Nord	10	5,9	-0,59
	5	5,0	-0,61
	2	3,7	-0,62
	1	3,1	-0,64
Est	10	6,7	-0,55
	5	5,5	-0,57
	2	4,6	-0,62
	1	3,5	-0,62
Sud est	10	6,1	-0,44
	5	5,9	-0,51
	2	5,0	-0,54
	1	3,8	-0,53

Infoworks CS utilise les équations de Saint-Venant pour décrire les écoulements dans une conduite. Une conduite est représentée comme une jonction entre deux nœuds où les conditions aux limites sont soit des pertes de charges ou des déversements en aval. On trouve une bibliothèque de formes de conduite par défaut, mais on a également la possibilité de personnaliser la forme de la conduite dans des cas particulier (voir annexe 3 pour plus de détails sur les collecteurs de Boudonville).

Deux types de rugosité hydraulique sont à définir pour les conduites : la première fonction de rugosité décrit le tiers de la partie du fond et la seconde les deux autres tiers. Les équations utilisées sont :

$$\frac{\delta A}{\delta t} + \frac{\delta Q}{\delta x} = 0 \quad \text{Eq. 29}$$

$$\frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{\delta}{\delta x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\cos\theta \frac{\delta y}{\delta x} - S_0 + \frac{Q|Q|}{K^2} \right) = 0 \quad \text{Eq. 30}$$

Où :

- Q débit m³/s
- A section mouillée de la conduite (m²)
- g accélération due à la gravité (m/s²)
- θ angle d'inclinaison de la conduite par rapport à l'axe horizontal (degré)
- S₀ pente de fond
- K débitance (m³/s)

La débitance est calculé par la formule suivante :

$$K = \frac{1}{n} R_h^{1/3} A \quad \text{Eq. 31}$$

Où :

- K débitance (m²/s)
- n coefficient de Manning (m^{1/3}.s)
- A section mouillée (m²)

Pour le cas des écoulements en charge, le terme A est remplacé par :

$$B = \frac{gA_f}{V_p^2} \quad \text{Eq. 32}$$

Où :

- B profondeur de la surface libre (m)
- g accélération due à la gravité (m/s²)
- A_f surface totale de la conduite (m²)
- V_p vitesse de l'onde de pression de l'eau dans la conduite (m/s)

Par ailleurs on peut, dans des cas particuliers, ne pas utiliser le modèle décrit ci-dessus pour décrire l'écoulement en charge dans une conduite et remplacer les équations de Saint Venant par :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{Eq. 33}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} - S_0 + \frac{Q|Q|}{K^2} \right) = 0 \quad \text{Eq. 34}$$

Où :

Q	débit (m^3/s)
A	surface de la conduite
g	accélération due à la gravité (m/s^2)
S_0	pente du fond (m/m)
K	débitance (m^3/s)

Le coefficient de ruissellement est un paramètre qui donne le rapport entre la hauteur d'eau ruisselée et précipitée. Il est influencé par l'imperméabilisation des sols, la pente mais également les obstacles qui gênent le ruissellement. Dans notre cas on définit trois coefficients de ruissellement qui décrivent deux types d'occupation de sol : perméable et imperméable. Ensuite on définit 16 types d'occupation de sol selon :

- La densité de la population
- La connectivité au réseau d'assainissement
- Le coefficient de ruissellement lui-même.

A partir de là le bassin versant a été divisé en 156 sous-bassins en affectant à chacun l'une des quatre occupations de sol déjà définies.

On affecte également à ces sous-bassins l'ensemble des outils nécessaires pour décrire l'écoulement et par la suite la pollution. Donc c'est à ce niveau que l'on définit pour chaque sous-bassin : la surface totale contributive, le profil des eaux usées et de la pluie, le nombre d'habitants, etc.

III.2.6 Calage du modèle

Après la construction du réseau et ses composantes et la prise en charge de l'ensemble des ouvrages particuliers dans le bassin versant (bassin de stockage temporaire des eaux pluviales) on procède au calage de modèle. Le calage se fait en temps sec et en temps de pluie pour l'hydrodynamique et la pollution.

Les paramètres de calage de l'hydrodynamique sont : le coefficient de ruissellement, la rugosité du fond/haut de la conduite (rugosité de Manning).

Comme on l'a déjà expliqué on travaille avec trois coefficients de ruissellement différents et quatre types d'occupation de sol.

Tableau III.3 : Description des types d'occupation de sol

Numéro	Densité de population (hab/ha)	Description
1	50	faible densité (unitaire)
2	100	moyenne densité (unitaire)

3	150	forte densité (unitaire)
4	150	espace commercial (unitaire)

Dans le logiciel on a plusieurs facteurs à fixer pour avoir des résultats satisfaisants. On s'intéresse dans cette partie uniquement au coefficient de ruissellement afin de montrer comment le modèle répond aux différentes valeurs testées. Dans la Figure III.17 sont présentés les résultats de quelques essais pour la variation des coefficients de ruissellement, avec la présentation des différents coefficients utilisés. Le 5ème cas dans le tableau (Figure III.16) donne les résultats les plus proches des hauteurs mesurées. Les valeurs retenues des coefficients de ruissellement sont donc: $Cr_1 = 0.98$, $Cr_2 = 0.8$, $Cr_3 = 0.35$. On observe un grand écart entre Cr_1 , Cr_2 et Cr_3 . Les deux premiers coefficients représentent les sols imperméabilisés comme les toits des bâtiments, les rues, etc. Cr_3 est affecté aux jardins et espaces à haute perméabilités et faible densité de population (Tableau III.4).

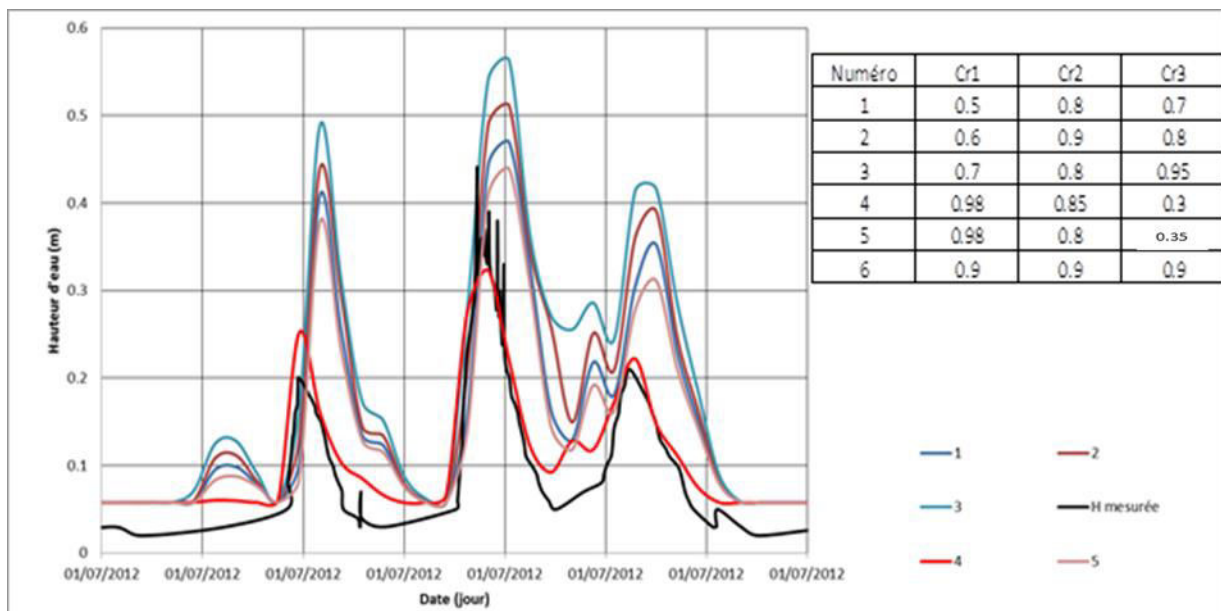


Figure III. 17 : Comparaison des différents coefficients de ruissellement.

Les coefficients de rugosité décrivent les deux parties de la conduite dans le réseau : inférieure et supérieure, sachant que l'hydrodynamique de l'écoulement varie beaucoup selon le remplissage de la conduite. Ces deux coefficients décrivent l'influence de la nature des parois de la conduite sur la vitesse de l'écoulement selon l'équation :

$$V = K_{MS} \cdot Rh^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad \text{Eq. 35}$$

Avec :

- V Vitesse de l'écoulement (m/s)
- Rh Rayon hydraulique (m)
- K_{MS} Coefficient de rugosité de Manning-Strickler ($m^{1/3}/s$)
- i Pente de l'écoulement (m/m)

Dans le tableau III.4 sont présentées les classes du coefficient de Manning que l'on trouve dans Infoworks CS selon la nature des parois. Dans le modèle les meilleurs résultats sont obtenus avec un coefficient de rugosité de 85 pour le fond de la conduite et un coefficient de 50 pour la partie supérieure de la conduite. La valeur 85 est un peu supérieure à la valeur maximale suggérée par Infoworks CS, qui est de 83 mais elle améliore les résultats par rapport à un coefficient de 83.

Tableau III.4 : Classes du coefficient de Manning sous Infoworks CS.

Nature de la paroi	Coefficient de Manning
Béton lisse	83
Béton rugueux et brique	50
Canaux en terre lisses	33
Canaux en terre rugueux	5 à 25

III.2.7 Modélisation de la qualité

Infoworks CS est un logiciel très complexe et la partie décrivant la qualité des eaux résiduaires est encore plus complexe que celle concernant l'hydrodynamique. Seuls les aspects utilisés lors de la construction du modèle du bassin versant de Boudonville seront traités et expliqués. Par manque de données une partie importante du logiciel n'a pas pu être utilisée dans cette étude. L'objectif de ce modèle est la génération de séries réalistes qui décrivent le comportement de la pollution dans le bassin versant de Boudonville afin d'alimenter les modèles suivants (bassin de traitement des eaux pluviales et station d'épuration).

Infoworks CS offre la possibilité de modéliser six polluants (MES, DBO₅, DCO, NTK, NH₄ et P) et quatre autres polluants génériques à paramétrer par l'utilisateur. L'ensemble de ces polluants (à l'exception de NH₄ et MES) peuvent être pris en charge sous forme particulaire et dissoute. Les flux des polluants sont calculés à partir de différentes sources et en fonction des caractéristiques des particules solides et des paramètres décrivant les phénomènes de production et de transfert qui sont :

- L'accumulation des MES sur la surface,
- L'érosion et le lessivage par la pluie des MES accumulées ;
- Le transport solide dans le réseau avec déposition et remise en suspension des particules en fonction de leurs caractéristiques et des caractéristiques de l'écoulement.

Trois sources de pollution sont présentes dans le bassin versant : le ruisseau de Boudonville, les rejets domestiques et les eaux de ruissellement en temps de pluie.

En ce qui concerne la pollution par temps sec, les particules solides de différentes origines s'accumulent partiellement sur la surface du bassin versant. Sous Infoworks CS la tendance d'accumulation est linéaire associé à un taux de décroissance fonction de la masse accumulée augmente :

$$\frac{dM}{dt} = P_s - K_{dis} \cdot M \quad \text{Eq. 36}$$

Avec

M : la masse accumulée par unité de surface (kg/ha)

P_s : facteur d'accumulation (kg/ha/jour)

K_{dis} : facteur de disparition (jour⁻¹)

La masse de MES érodée sur le bassin versant est fonction de l'intensité de la pluie et de la masse disponible de MES :

$$\frac{dM}{dt} = -K_a \cdot M(t) \quad \text{Eq. 37}$$

Avec

$M(t)$: masse disponible sur la surface pour l'érosion (kg/ha)

K_a : facteur d'érosion (s⁻¹), fonction de l'intensité de la pluie donné par :

$$K_a(t) = C_1 i(t)^{c_2} - C_3 i(t) \quad \text{Eq. 38}$$

Avec

$i(t)$ intensité de la pluie (m/s). C_1 , C_2 et C_3 sont des coefficients de calage.

La part de MES transférée depuis la surface vers le réseau est modélisée par le modèle de Desbordes. Le calcul est fondé sur le ruissellement produit sur deux types de surface qui sont les toitures et les routes. La masse entraînée à l'instant t , $M_e(t)$ est fonction du flux de polluant $f(t)$ et du coefficient du réservoir linéaire K :

$$M_e(t) = K_r \cdot f(t) \quad \text{Eq. 39}$$

Avec

$M_e(t)$: la masse entraînée du polluant dissous ou particulaire (kg/ha)

$f(t)$: le flux de polluant par unité de surface (Kg/ha/s)

K_r : le coefficient de réservoir linéaire (1/s)

La fraction particulaire d'un polluant attaché aux sédiments ou qui se trouve sur la surface est calculée par l'équation :

$$K_{pn} = C_1 (IMP_K - C_2)^{C_3} + C_4 \quad \text{Eq. 40}$$

Avec

IMP_K : intensité maximale de pluie sur 5 mn en mm/h

C_1 , C_2 , C_3 et C_4 : des paramètres de calage

La fraction dissoute dans les eaux de ruissellement à chaque pas de temps est calculée avec la formule :

$$PGn(t) = \frac{((C + M \cdot NJ) \cdot Vg)}{1000} \quad \text{Eq. 41}$$

Avec :

- $PGn(t)$ la masse prévue dans l'avaloir à la fin du pas du temps t (en kg)
- C la concentration initiale de polluant au début du pas de temps en g/m^3
- M le taux d'accumulation linéaire en $g/m^3/jour$
- NJ la durée de la période d'accumulation précédant la simulation ou la durée du pas de temps de la simulation (en jour)
- Vg le volume de l'avaloir en m^3

Le transfert dans le réseau est assuré par l'équation de convection qui est fondée sur la loi de conservation de masse :

$$\frac{\partial c}{\partial t} + U \frac{\partial c}{\partial x} = 0 \quad \text{Eq. 42}$$

Avec

- C concentration en kg/m^3
- U vitesse de courant en m/s
- t temps en s
- x coordonnées spatiales en m

D'autre part, pour la remise en suspension des particules dans les conduites et la sédimentation des flux particuliers qui peuvent avoir lieu dans les conduites, Infoworks CS propose trois modèles pour les prendre en charge :

- Velikanov
- Ackers-White
- KUL (modèle de l'Université Catholique de Leuven – Belgique)

Après plusieurs tests, nous avons opté pour le modèle de Velikanov. Il donne de meilleurs résultats par rapport aux autres.

Le modèle est basé sur des considérations énergétiques. Il considère qu'une partie de la puissance disponible de l'écoulement est utilisée pour remonter des particules qui ont naturellement une tendance à descendre avec une vitesse w . Au niveau de la particule deux concentrations, C_{min} et C_{max} (en kg/m^3), sont définies et qui correspondent aux limites de maintien des particules solides en suspension selon les équations suivantes :

$$\begin{cases} C_{min} = \eta_{min} \frac{\rho_s \cdot \rho}{\rho_s - \rho} \cdot \frac{U_m}{w} \cdot J \\ C_{max} = \eta_{max} \frac{\rho_s \cdot \rho}{\rho_s - \rho} \cdot \frac{U_m}{w} \cdot J \end{cases} \quad \text{Eq. 43}$$

Avec :

- η_{min} et η_{max} Nombre de Velikanov
- U_m Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)
- w Vitesse de chute des particules (m/h)

ρ	Densité de l'eau
ρ_s	Densité des particules solide
J	Pente de la ligne d'énergie (m/m) supposée équivalente à la pente du collecteur

Une fois que ces deux concentrations sont déterminées le modèle calcule la concentration des particules dans l'écoulement. Si elle est inférieure à C_{min} le modèle d'érosion est appliqué pour atteindre C_{min} . Dans le cas où la concentration des particules dans l'écoulement est supérieure à C_{max} c'est le modèle de sédimentation qui est utilisé pour atteindre C_{max} . Enfin si la concentration est entre C_{min} et C_{max} ni la sédimentation ni l'érosion ne sont appliquées (Figure III.18)

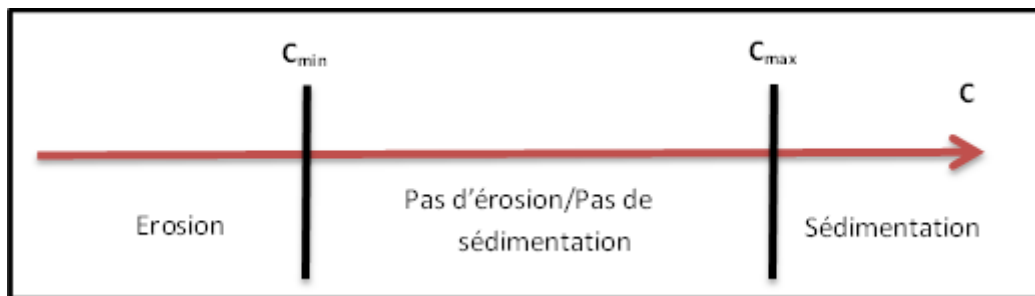


Figure III. 18 : Schéma conceptuel du modèle de Valikanov.

III.2.8 Calage du modèle de la qualité

Le calage de la pollution se fait en comparant les résultats obtenus par la simulation aux valeurs de campagnes de prélèvement sur des chroniques de 24 heures. On dispose d'un faible nombre de campagnes de caractérisation des eaux pluviales dans le bassin versant par rapport à la base de données des hauteurs d'eau. Une partie du calage de la qualité a donc été basée sur les résultats issus de la littérature. On se permet de travailler ainsi, tout en s'appuyant sur les moyennes observées sur la qualité des eaux qui arrivent à la station d'épuration de Maxéville, car l'objectif du modèle du bassin versant de Boudonville est de produire des séries d'une durée importante (dans notre cas 16 mois) qui restent dans les gammes de la qualité des eaux pluviales urbaines. Il est important également de voir les valeurs dans la littérature pour situer les paramètres à choisir (Tableau III.5)

Tableau III. 5 : Caractérisation des eaux usées (Valeurs moyennes à l'entrée de la station de Maxéville).

Paramètres	DBO ₅	DCO	MEST	NH ₄	NO ₂	NO ₃	NGL	NTK	pH	PT	T
2010 (STEP)	140,8	321,7	170,7	20,4	0,3	1,0	32,4	31,1	7,7	4,0	15,0
2011 (STEP)	141,3	375,7	196,6	26,4	0,2	0,6	39,3	38,5	7,6	4,9	16,0
Valeurs choisies BV Boudonville (mg/L)	250	450	400	80	ND ¹⁷	ND	ND	90	ND	ND	ND

Les valeurs moyennes des paramètres nécessaires à notre étude sont présentées dans le tableau III.6. Ces valeurs sont plus importantes que les moyennes obtenues dans la station d'épuration de Maxéville pour la partie « eau urbaine ». Cela est dû à la nature différente des bassins versants connecté à la station d'épuration. Il y a de plus une forte dilution : on passe par exemple pour les MES d'une valeur moyenne de 183,7 mg/L dans les eaux de la STEP à une valeur de 400 mg/L dans les eaux issues du BV. On trouve pratiquement le même rapport pour la DBO₅.

Tableau III.6 : Caractérisation des eaux usées en temps sec par équivalent-habitant

Paramètre	Unité	Valeur
Débit	L/jour	180
MES	mg/L	400
DBO ₅ (dissoute)	mg/L	250
DCO (dissoute)	mg/L	450
TNK (dissous)	mg/L	90
NH ₄ (dissous)	mg/L	80

Les moyennes des résultats obtenus sont comparées aux valeurs moyennes en France répertoriés dans le tableau III.7. La charge de la pollution est réduite par équivalent-habitant pour tester l'ouvrage dans des conditions se rapprochant des résultats obtenus dans les campagnes de prélèvement sur le bassin versant et les moyennes mesurées pour les MES et la DCO dans la station d'épuration de Maxéville en 2010 et 2011.

Tableau III.7 : Comparaison des moyennes des paramètres simulés avec les moyennes en France

Paramètres		DCO	MES	NH ₄	NTK
Moyenne obtenue à l'exutoire du BV (mg/L)		350	300	40	50
Moyenne (mg/L)	France	634	302	52	
	Maxéville	348	183	23	35

¹⁷ ND : Non déterminé

III.2.9 Résultats obtenus

Les résultats obtenus ont fait en premier lieu l'objet d'une validation de l'hydrodynamique puis de la qualité. Les résultats obtenus en termes de hauteur d'eau ont été comparés aux valeurs des limnimètres implantés à différents endroits dans le réseau. On dispose d'une base de données très riche en termes de variation des hauteurs d'eau dans des différents endroits du bassin versant de Boudonville. Nous avons choisi deux limnimètres pour valider nos résultats, implantés sur les collecteurs Metz et Crevaux.

Ces deux limnimètres permettent de donner un aperçu global de la réponse du modèle construit. Le plus grand problème rencontré lors de la validation est la non correspondance des pas de temps des deux séries mesurée et simulée. En effet, Infoworks CS génère des résultats sous forme d'une série chronologique d'un certain nombre de paramètres avec la possibilité de fixer un pas de temps avec lequel on désire travailler. Cependant les données des hauteurs d'eau mesurées dans le bassin versant n'obéissent pas à cette condition. Ceci peut être expliqué par le principe de fonctionnement des limnimètres qui enregistrent une valeur à chaque changement de niveau dans la conduite. Cette contrainte n'a permis pas d'avoir d'une estimation numérique du décalage entre les valeurs simulées et mesurées.

Nous disposons des séries chronologiques de la pluie sur les sites Haut de Lièvre et Haut de Chèvre. Cependant les limnimètres peuvent aussi détecter des volumes parasites.

Dans la Figure III.19 sont comparés les résultats simulés et mesurés des hauteurs d'eau au niveau du limnimètre Crevaux. Les hauteurs simulées obtenues correspondent aux valeurs mesurées sur les événements sélectionnés. En revanche, on note quelques périodes sur l'ensemble pendant lesquelles les hauteurs mesurées présentent un bruit. Ce bruit peut correspondre soit à une erreur de mesure ou à la présence d'eau qui provient d'une source différente que la pluie.

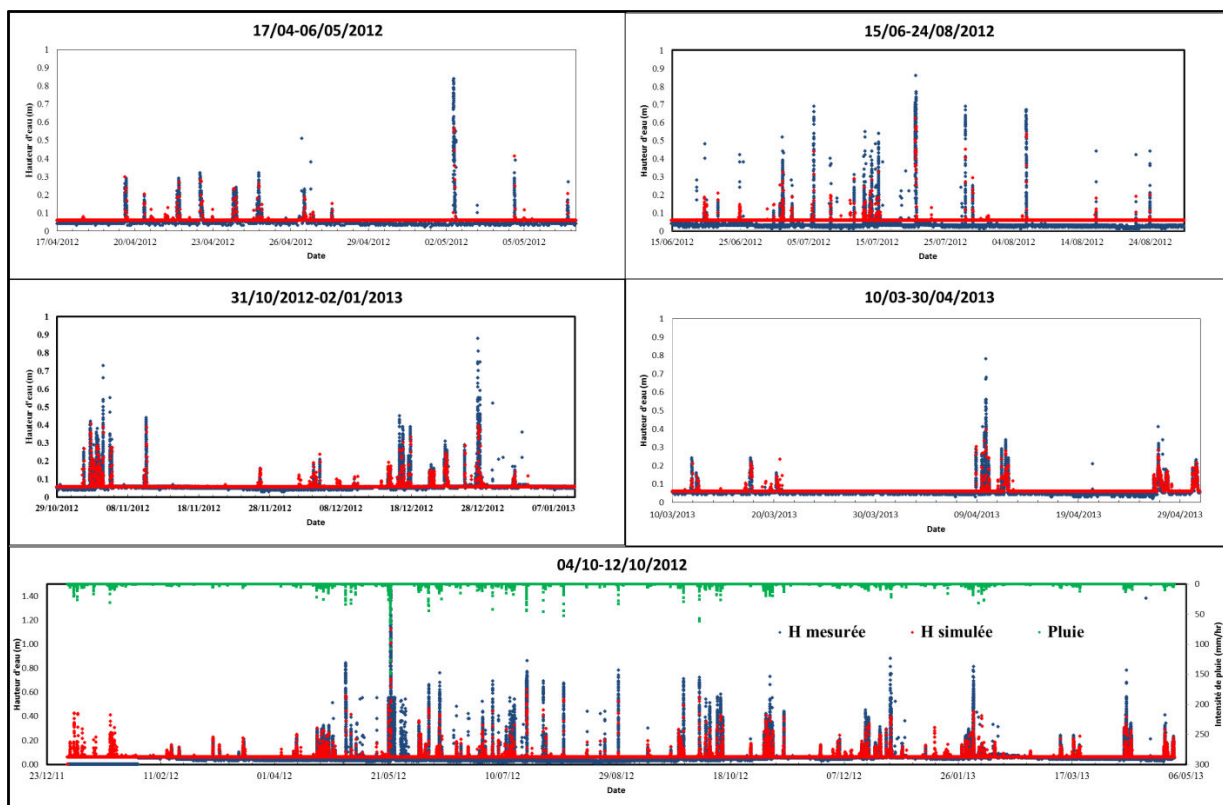


Figure III. 19 : Résultats de calage pour le limnimètre Crevaux.

Le collecteur Metz est un collecteur à écoulement permanent. On y trouve en plus des eaux usées le ruisseau de Boudonville, dont le débit dans la simulation a été fixé à 90 L/s (débit évalué à l'exutoire du réseau au point de rejet dans la Meurthe). Cependant, le limnimètre de Metz donne des valeurs beaucoup plus faibles par rapport aux valeurs simulées. Cela peut être dû à une incertitude de mesure à cause de la lame d'eau très faible dans le collecteur. Cependant la valeur de cette lame d'eau en temps sec n'a pas beaucoup d'importance dans notre travail, car on s'intéresse surtout au temps de pluie.

Lors d'un évènement pluvieux on remarque que les hauteurs d'eau simulées et mesurées sont proches au niveau des maxima en dépit de décalage en temps sec. Dans la Figure III.20 sont représentés les résultats obtenus sur la période de 01/01/2012 au 31/04/2013.

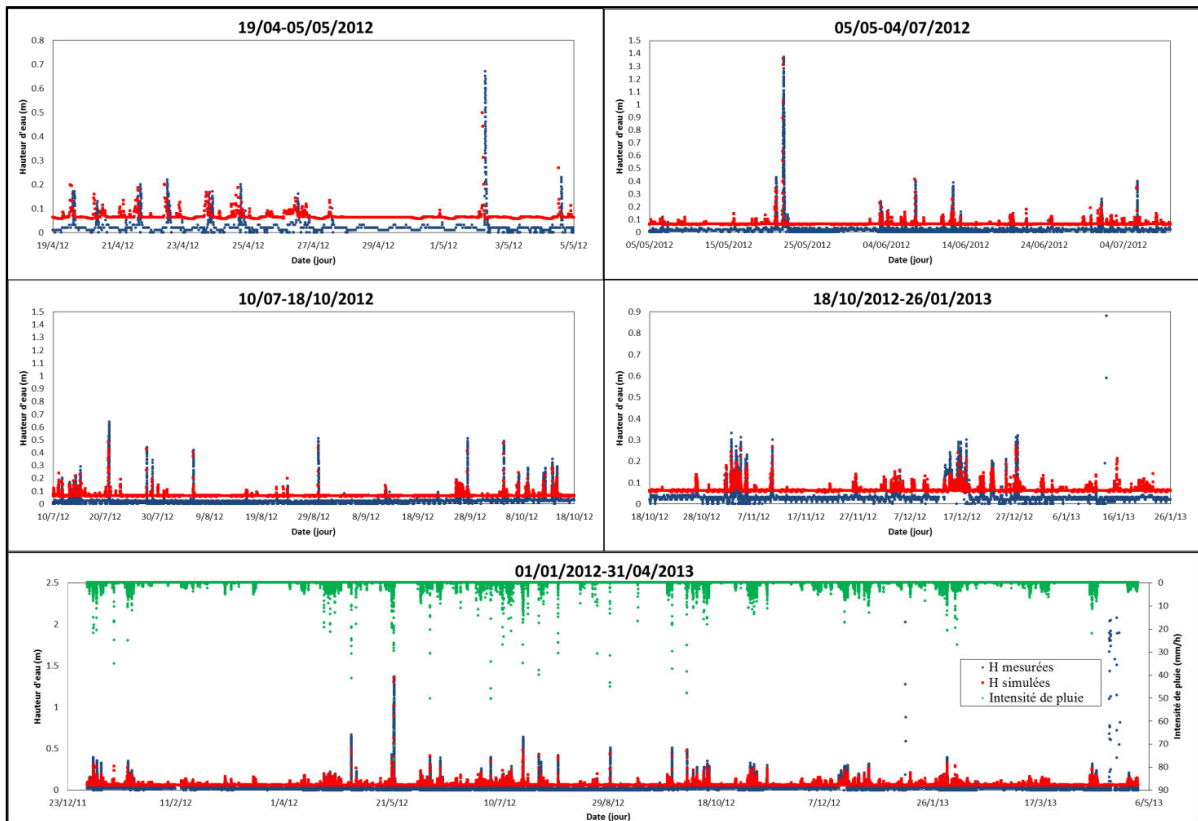


Figure III. 20 : Résultats de calage du Limnimètre Metz.

Le débit obtenu est présenté dans la Figure III.21. La Figure montre également les deux limites de fonctionnement de l'ouvrage Keller qui correspond à un débit compris entre 0.150 m³/s et 3 m³/s. On remarque que neuf évènements dépassent la limite maximale du débit de fonctionnement entre le 01/01/2012 et le 30/04/2013 ce qui entraîne des déversements directs dans le milieu naturel.

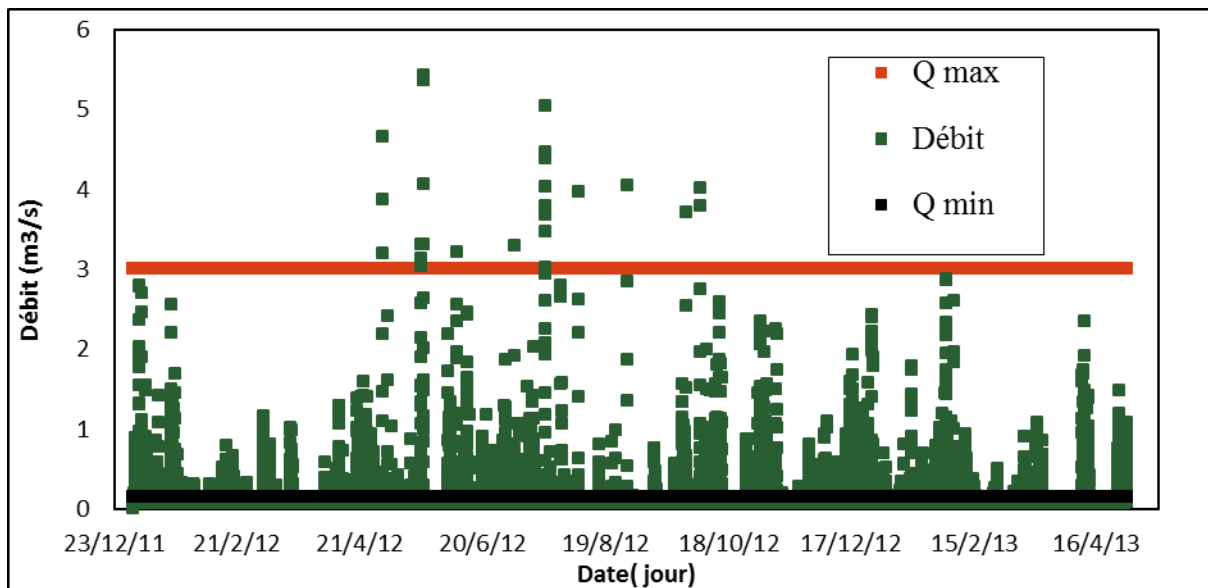
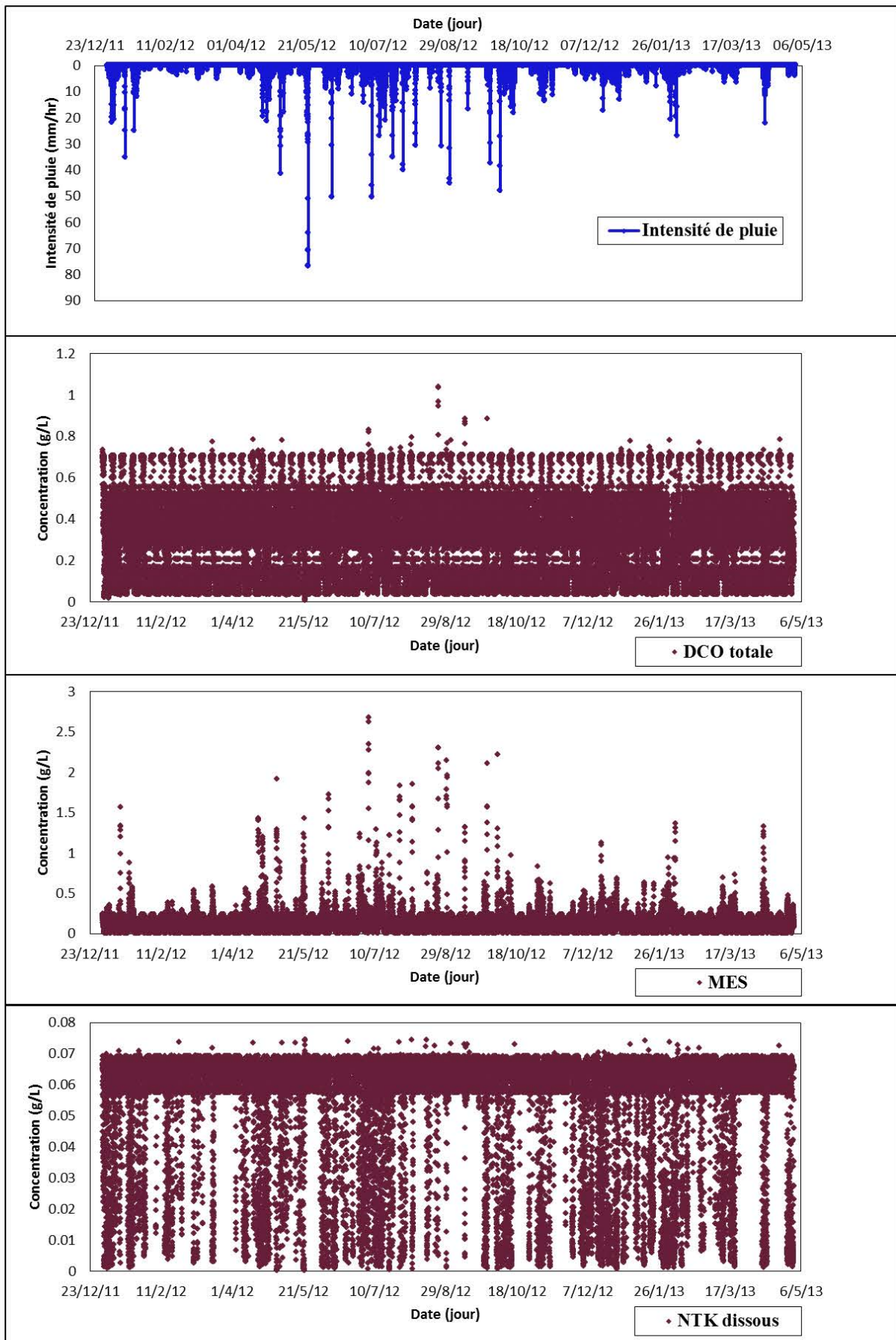


Figure III. 21 : Débit obtenu à l'exutoire du bassin versant.

Les paramètres de pollution obtenus à partir de Infoworks CS sont : MES, DCO totale et dissoute, azote ammoniacal et azote Kjeldhal. Les résultats obtenus sont présentés dans la Figure III.22. Les résultats obtenus couvrent la période allant du 01/01/2012 au 31/04/2013. L'intensité de la pluie est obtenue directement via Infoworks CS : elle est générée par le modèle décrit dans le paragraphe 2.c à partir des données des pluviomètres Haut de Chèvre et Haut du Lièvre.



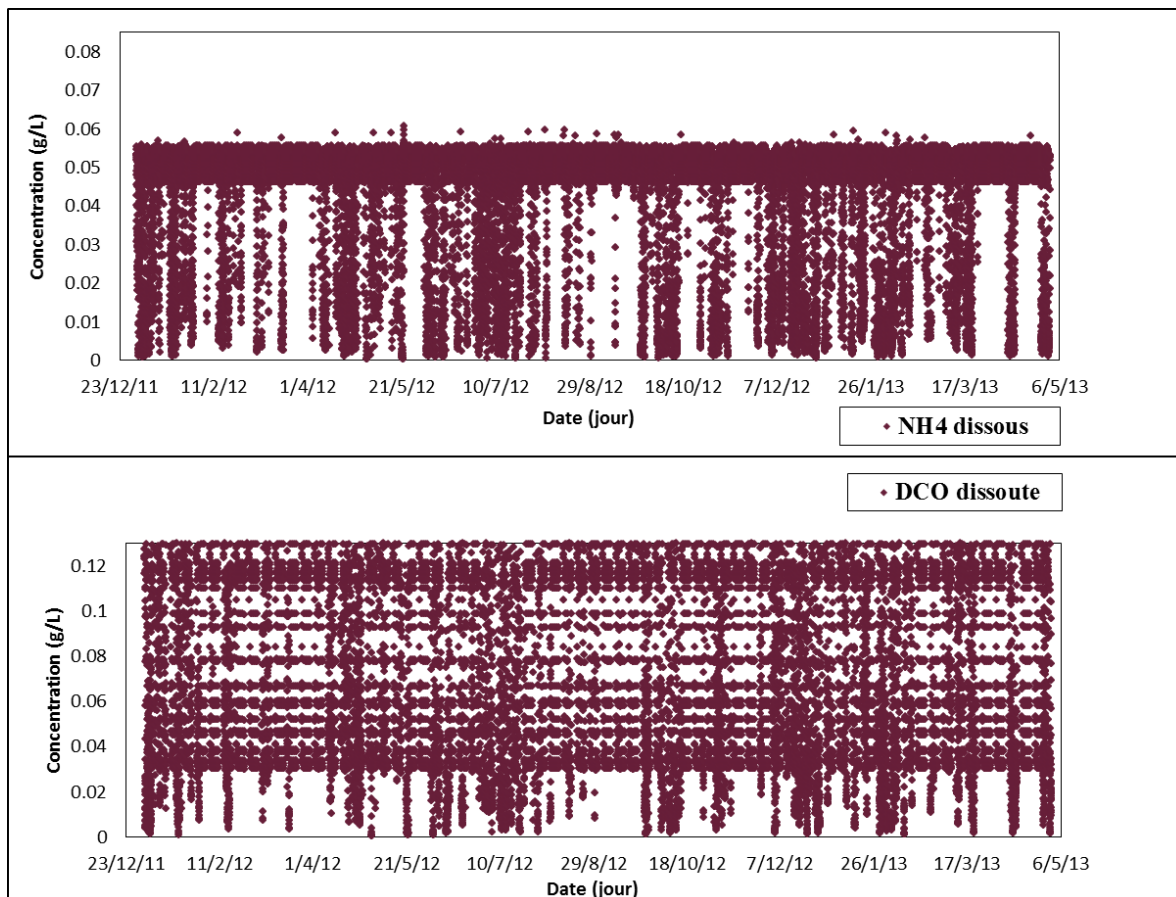


Figure III. 22 : Résultats des différents paramètres de pollution obtenus à l'exutoire du bassin versant de Boudonville.

III.3 Ouvrage Charles Keller

III.3.1 Description :

L'ouvrage Keller est un ouvrage décentralisé de traitement des eaux pluviales en ligne en milieu urbain dense. Il est supposé permettre un traitement rapide et efficace avec un fonctionnement autonome. Cependant, la complexité des conditions réelles sur terrain rend ces tâches extrêmement difficiles à réaliser.

L'ouvrage dispose de deux parties de traitement : un traitement physique composé d'un ensemble de trois dessableurs mais qui fonctionnent tous en même temps (impossibilité de les séparer), et un traitement physico-chimique composé de chambres d'injection de coagulants/floculants et de décanteurs (Figure III.23).

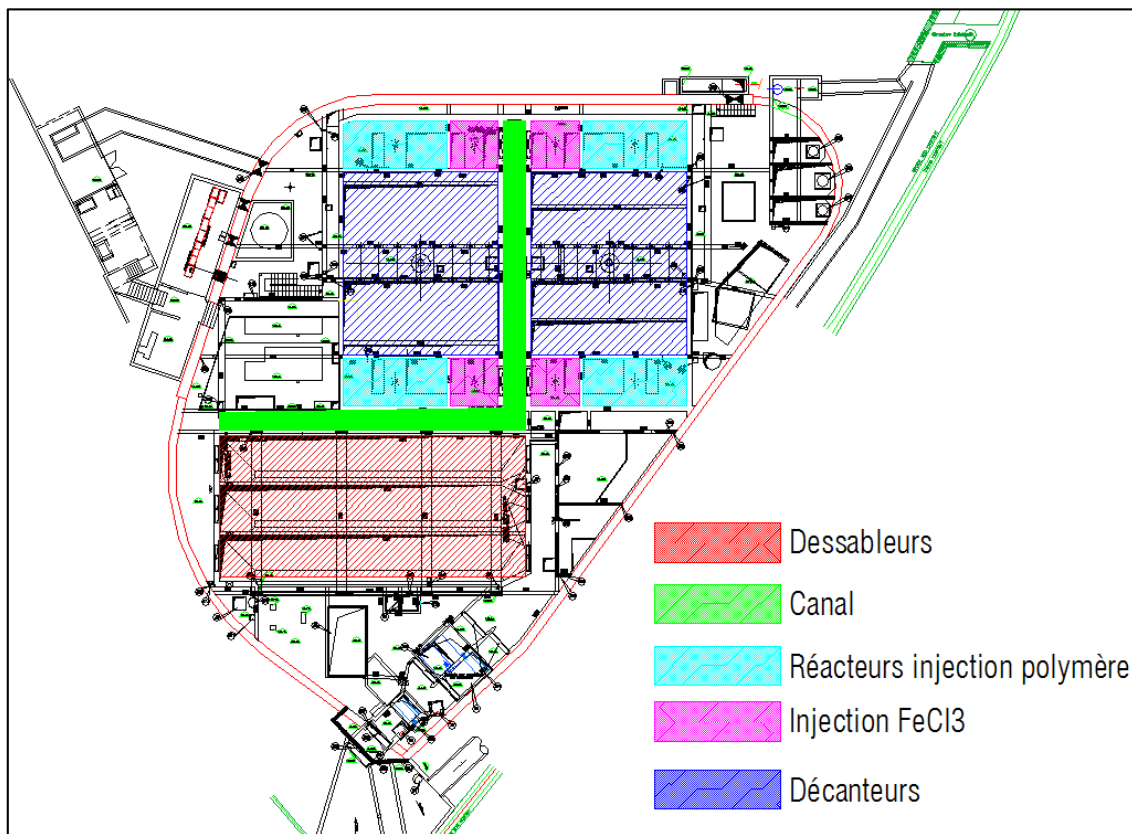


Figure III. 23 Vue d'ensemble de l'ouvrage Charles Keller (CUGN).

Tableau III.8 : Capacité des ouvrages unitaires.

Ouvrage unitaire	Volume (m ³)
Bassin entrée	53
Espace entre les deux vannes	9
Dégrilleur grossier	50
Dégrilleur fin (cycle)	33
Dégrilleur fin (grille)	28
Canal amont dessableurs	120
Dessableur	420 (x3) = 1261,5
Canal sortie dessableurs	850
Bassin d'injection FeCl ₃	100 (x4)
Réacteur injection polymère	230 (x4)
Décanteur contrecourant	1500 (x2)
Décanteur à courant croisé	1500(x2)
Canal sortie décanteur 1 et 2	120 et 380

Avant l'installation de l'ouvrage, le déversoir d'orage qui constitue aujourd'hui la chambre d'entrée de l'ouvrage lui-même déversait les eaux excédentaires en temps de pluie vers la Meurthe. Les eaux rejetées étaient mélangées avec des rejets domestiques ce qui augmentait les risques d'endommagement du milieu récepteur. L'ouvrage Charles Keller prend en charge un débit qui oscille entre 150 et 3000 L/s, ce qui doit réduire considérablement le taux de pollution rejetée directement vers la Meurthe. La mise en service du bassin dépend du débit dans la chambre d'entrée ($Q > 150$ L/s) et de la hauteur de pluie au niveau des pluviomètres du Haut de Lièvre et du Haut de Chèvre ($h > 5$ mm). La Figure III.18 décrit le principe du fonctionnement de la chambre d'entrée.

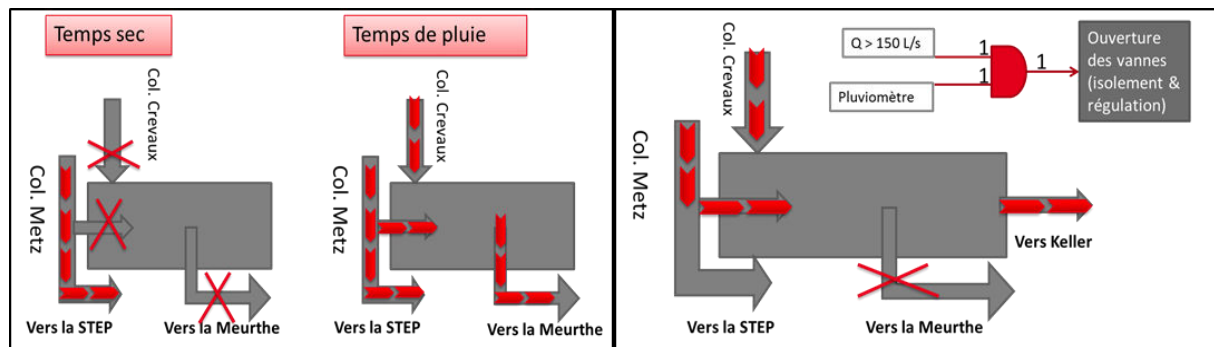


Figure III. 24 : Fonctionnement de la chambre d'entrée en temps de pluie et en temps sec et mise en marche de l'ouvrage et conditions d'ouverture de la vanne d'entrée.

En temps sec, la totalité du débit des eaux usées qui arrivent dans le collecteur Metz est envoyée vers la station d'épuration du Grand Nancy à Maxéville. En temps de pluie, les eaux usées se mélangent avec les eaux pluviales produisant ainsi des volumes considérables en eau mais également des quantités importantes de pollution. Une fois arrivées à la chambre d'entrée, les eaux suivront trois chemins possibles selon le débit (Figure III.24) :

- Si $Q < 150 \text{ L/s}$: les eaux partent vers la station d'épuration (Figure III.24),
- Si $150 \text{ L/s} < Q < 3000 \text{ L/s}$: l'ouvrage est mis en service si la condition sur les pluviomètres est satisfaite
- Si $Q > 3000 \text{ L/s}$: 3000 L/s sont pris en charge par l'ouvrage Keller, 150 L/s partent à la station d'épuration, le reste étant déversé par un déversoir d'orage dans la Meurthe



Figure III. 25 : Passage des eaux usées en temps sec vers la STEP.

Dans la Figure III.26 est présenté le jeu de vannes dans la chambre d'entrée. Durant le temps sec les eaux usées arrivent dans le collecteur Metz et passe au-dessous de la chambre pour être acheminées vers la STEP. Quant au collecteur Crevaux il transporte les eaux du ruisseau de Boudonville (estimées comme on l'a vu précédemment à 90 L/s) et les déverse directement dans la Meurthe.

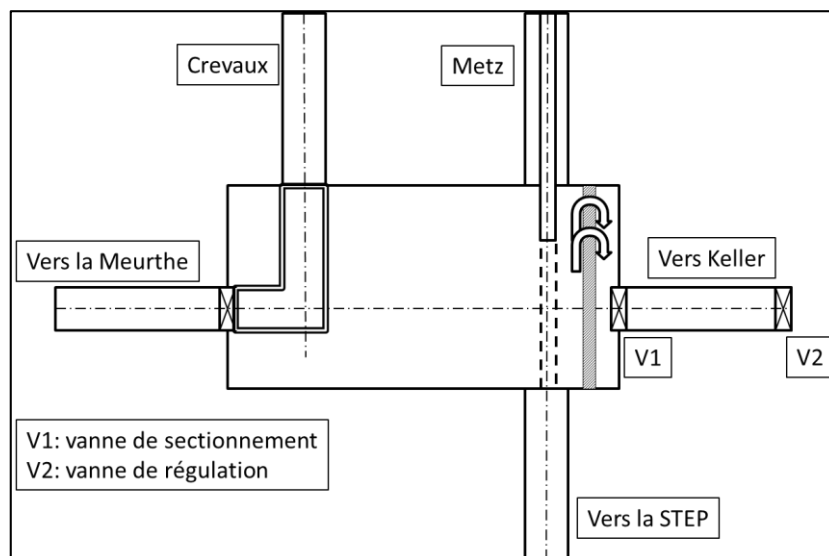


Figure III. 26 : Différents configurations de la chambre d'entrée.

L'ouvrage est mis en service par l'ouverture de la vanne d'isolement V_1 et de la vanne de régulation V_2 . Le traitement débute par l'étape de dégrillage, qui se trouve en amont. Trois dégrilleurs (Figure III.27) servent à éliminer les gros éléments dont la taille est supérieure à

1,5 cm pour protéger les installations en aval. Le premier dégrilleur est un dégrilleur grossier qui retient les éléments supérieurs à 4,5 cm. Ensuite deux autres dégrilleurs fins montés en parallèles éliminent les éléments dont la taille est supérieure à 1,5 cm. Ces deux dégrilleurs peuvent recevoir un débit de 3 m³/s et ils peuvent également travailler isolément ou en parallèle.

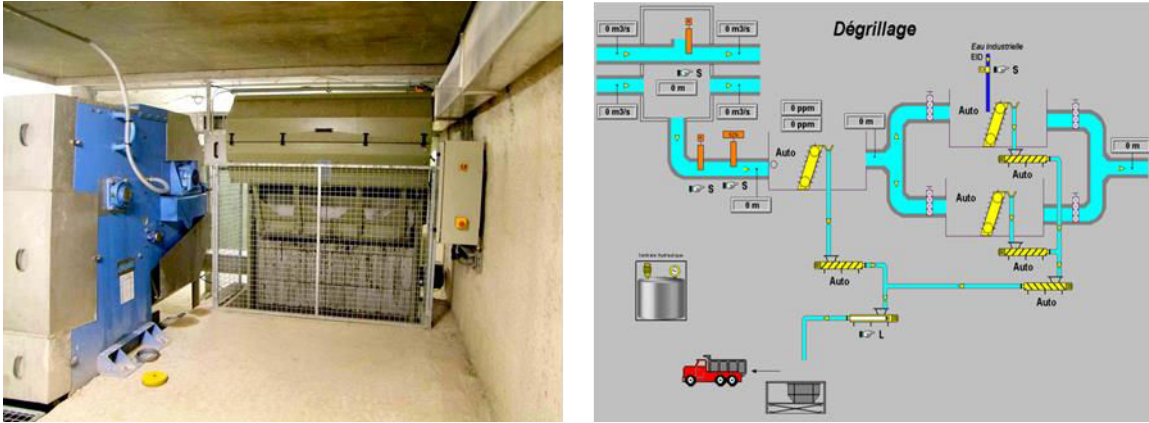


Figure III. 27 : Représentation des dégrilleurs (CUGN).

L'étape de dessablage (Figure III.28) permet d'éliminer les particules grossières dont la taille est supérieure à environ 200 µm par décantation. Le système était théoriquement conçu pour travailler avec aucun, un, deux ou trois dessableurs en même temps avec un débit de 1 m³/s chacun. Mais en fait les dessableurs ont été reliés par le fond et ne peuvent donc pas être séparés. L'eau est acheminée des dégrilleurs aux dessableurs par un canal d'amenée.

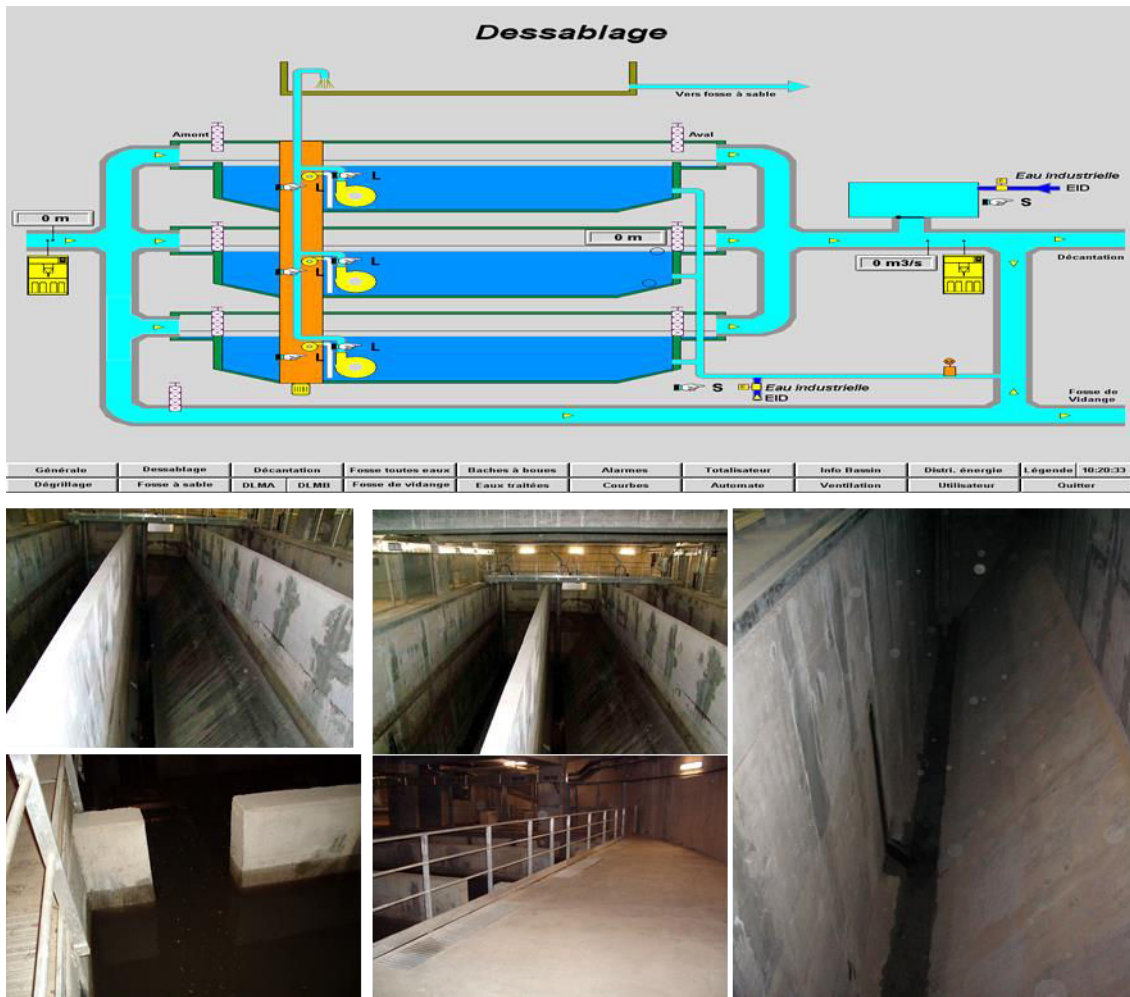


Figure III. 28 : Les dessableurs (CUGN).

La soustraction des « sables » dans les dessableurs se fait en continu lors de la mise en service de l'ouvrage par trois pompes d'une capacité de 25 m³/h (une dans chaque dessableur). Les sables sont régulièrement évacués pour traitement dans une unité spécialisée.

Une dernière étape de décantation permet de finaliser le traitement et de rendre l'eau compatible avec son rejet direct dans le milieu récepteur. Le taux d'élimination des matières décantables est augmenté grâce à un traitement physico-chimique. En effet, l'eau qui sort des dessableurs traverse un canal qui se remplit par surverse puis passe dans un dispositif d'injection de coagulant, qui se trouve à l'entrée des décanteurs. Les bassins d'injection de coagulant sont d'abord remplis par sous verse jusqu'à un niveau d'eau de 5.5 m. Ensuite les vannes inférieures se ferment et le remplissage se poursuit par surverse. Les réacteurs d'injection permettent d'injecter ou non des polymères, qui ont pour rôle d'agglomérer les floes créés par la coagulation. La décantation dans cette étape se fait par deux types de décanteur lamellaire : un décanteur à contre-courant et un décanteur à courants croisés (Figure III.29).

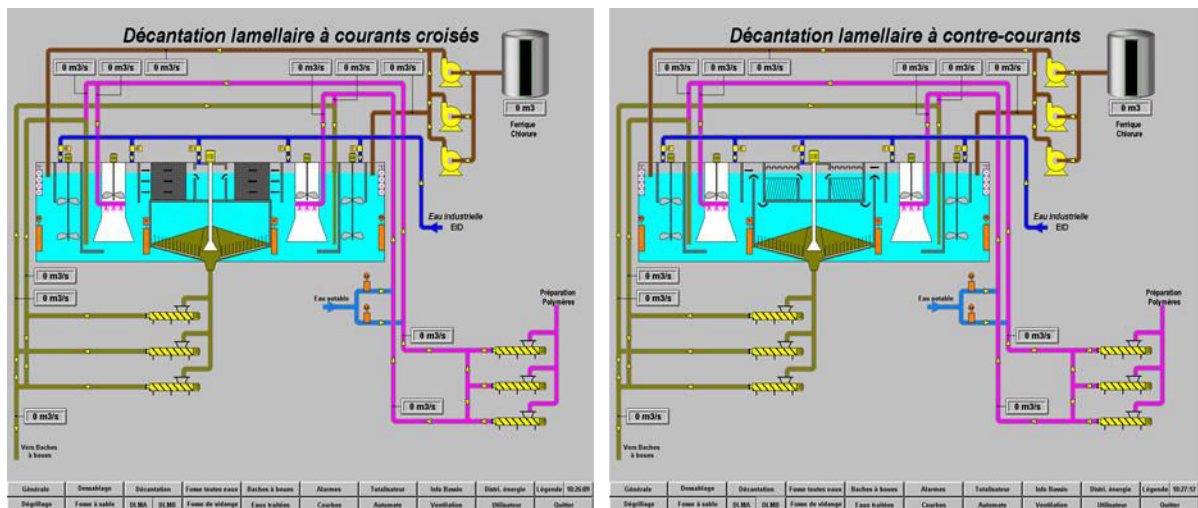


Figure III. 29 : Système de décantation (CUGN).

La façon dont l'ouvrage est réalisé est censée offrir une manipulation très variable et qui peut s'adapter à un certain nombre de types d'évènements pour un fonctionnement optimal.

III.3.2 Instrumentation

Pour suivre le fonctionnement de l'ouvrage le GEMCEA a installé plusieurs appareils de mesure au niveau des différents éléments. La localisation des appareils a évolué au cours de l'étude en fonction des dysfonctionnements observés sur l'ouvrage et selon certains objectifs ciblés de suivi.

Le débit d'entrée est obtenu à partir des hauteurs d'eau mesurées dans les deux collecteurs. Pour les transformer en débit on utilise la formule suivante :

$$Q = KRh^{2/3}Sm\sqrt{i} = K \frac{Sm^{5/3}}{Pm^{2/3}}\sqrt{i} \quad \text{Eq. 44}$$

Avec

- Q le débit en m³/s,
- Rh le rayon hydraulique (m)
- Sm la surface mouillée (m²)
- Pm le périmètre mouillé (m)
- i la pente (m/m)
- K le coefficient de rugosité qui dépend de la nature de revêtement de la conduite.

Dans notre cas on considère : pour Crevaux : $K = 105$, $i = 0.0085$ et pour Metz : $K = 65$ et $i = 0.0125$ (Mulot, 2008)

On dispose également d'un débitmètre à l'entrée qui sert à contrôler la vanne de régulation en amont de l'ouvrage. Le débitmètre est un Hydreka mainstream III

En matière de qualité différents capteurs ont été installés. La turbidité, liée à la teneur en MES, est un paramètre important pour le suivi de la qualité des eaux. On dispose en tout de six unités (HACH LANGE capteurs SOLITAX sc). Ils ont servi pendant une première étape pour obtenir une information sur la qualité des eaux brutes mais également à la sortie des dessableurs, à l'entrée et la sortie des décanteurs et dans le canal qui relie les dessableurs aux décanteurs. Ensuite, dans une seconde étape, ils ont été utilisés pour la caractérisation des eaux à différents niveaux des dessableurs pour tracer les profils verticaux de la turbidité.

Ce sont des turbidimètres à rayonnement infrarouge double qui mesurent la turbidité indépendamment de la couleur selon la norme allemande DIN EN 27027 et les MES selon la norme DIN 38414. Ils ont des plages de mesure qui peuvent atteindre 4000 FNU pour la turbidité et entre 0.001 et 50 g/L pour les MES pour des débits qui ne doivent pas dépasser 3 m³/s.

La conductivité (HACH LANGE capteur 3700sc) est suivie uniquement à l'entrée des dessableurs. Elle est reliée aux concentrations des ions dans l'eau et doit permettre de suivre la transition entre eaux résiduaires et eaux pluviales. Elle est donnée pour un ion A de concentration C_A dont la charge a pour valeur absolue Z_A par la formule :

$$Con = \lambda_A Z_A C_A \quad \text{Eq. 45}$$

Le coefficient λ_A est caractéristique de l'ion considéré. La conductivité due aux différents ions dans la solution est la somme des conductivités de l'ensemble des ions.

Le spectrophotomètre submersible UV visible (Spectrolyser S::can) est un appareil qui a l'avantage de n'utiliser aucun réactif, pompe, membrane ou filtre. Il permet de réaliser en continu des mesures par absorption du spectre UV-visible pour des longueurs d'onde allant de 200 à 750 nm. Les paramètres estimés à l'aide du S::can à partir de corrélations utilisant le spectre d'absorbance sont la DCO totale, la DCO filtrée, les MES et les nitrates. L'appareil

peut effectuer à chaque analyse six spectres UV-visible. Une moyenne sur les six spectres est ensuite calculée pour obtenir un spectre non compensé. Les matières en suspension sont déterminées par la partie visible du spectre non-compensé. Par la suite, une partie des MES est retranchée au spectre non compensé pour obtenir un spectre compensé, qui peut permettre de déterminer les nitrates et la DCO soluble. Pour ce qui est de la DCO totale, elle est déterminée à partir des deux spectres (Figure III.30).

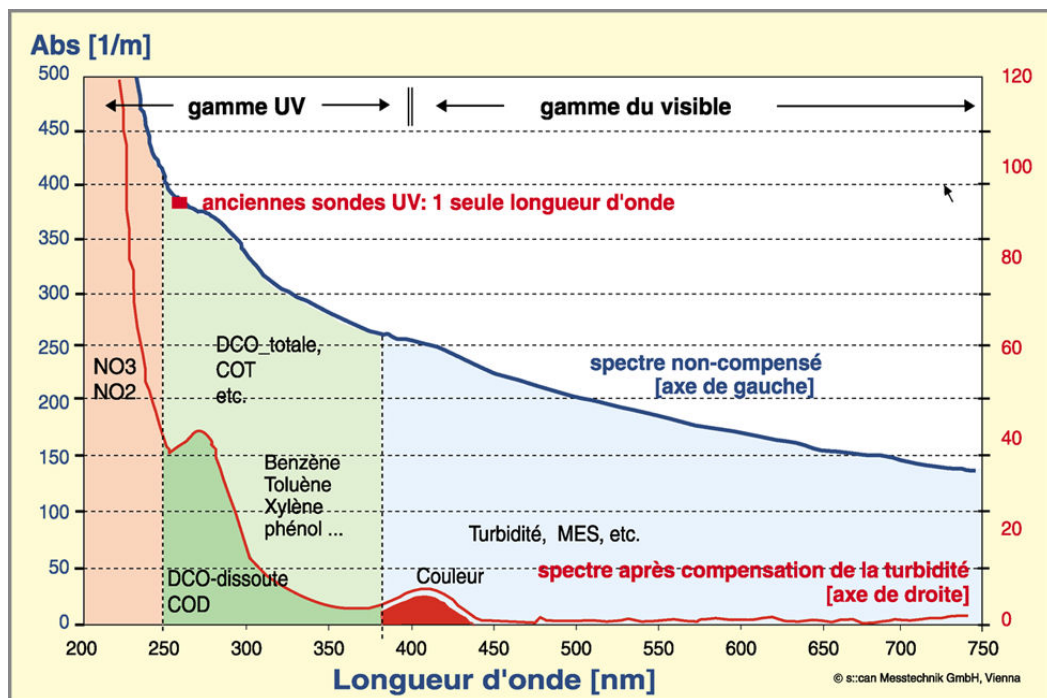


Figure III. 30 : Représentation des spectres compensés et non compensés dans l'UV visible pour le Spectrolyser S::can (documentation S::can)

Nous avons installé deux spectrophotomètres dans l'ouvrage : un à l'amont des dessableurs et un autre à la sortie du décanteur pour caractériser les eaux traitées. Il est normalement possible d'ajuster les paramètres permettant de relier la DCO et les MES aux données spectrales. Ces paramètres dépendent en effet du site. Cependant compte tenu de la forte variabilité intra-événementielle et inter-événementielle de la composition des eaux pluviales, il a été décidé de travailler uniquement avec le réglage usine.

Le potentiel d'oxydoréduction (HACH LANGE capteur 1000sc) est suivi en ligne dans l'ouvrage Keller, l'information sur le degré d'oxydation du milieu devant permettre une interprétation de plusieurs phénomènes tels que : la précipitation des composés dissous ou la dégradation des composés organiques responsables de la couleur et de l'odeur et qui contribuent à la demande chimique en oxygène de l'eau.

Une sonde de pH et une sonde de température (HACH LANGE capteur 1000sc) sont installées dans la chambre d'entrée pour suivre la variation des deux paramètres au cours des événements.

Trois préleveurs (ISCO modèle 3700 - 24 flacons) sont installés. Le premier est installé à l'entrée de l'ouvrage avant les dessableurs, et le second juste après la sortie des décanteurs. On se sert des échantillons pour faire des analyses hors ligne pour les paramètres classiques. Il est possible de déclencher les deux préleveurs à partir du signal de l'ouverture de la vanne d'entrée de l'ouvrage Keller.

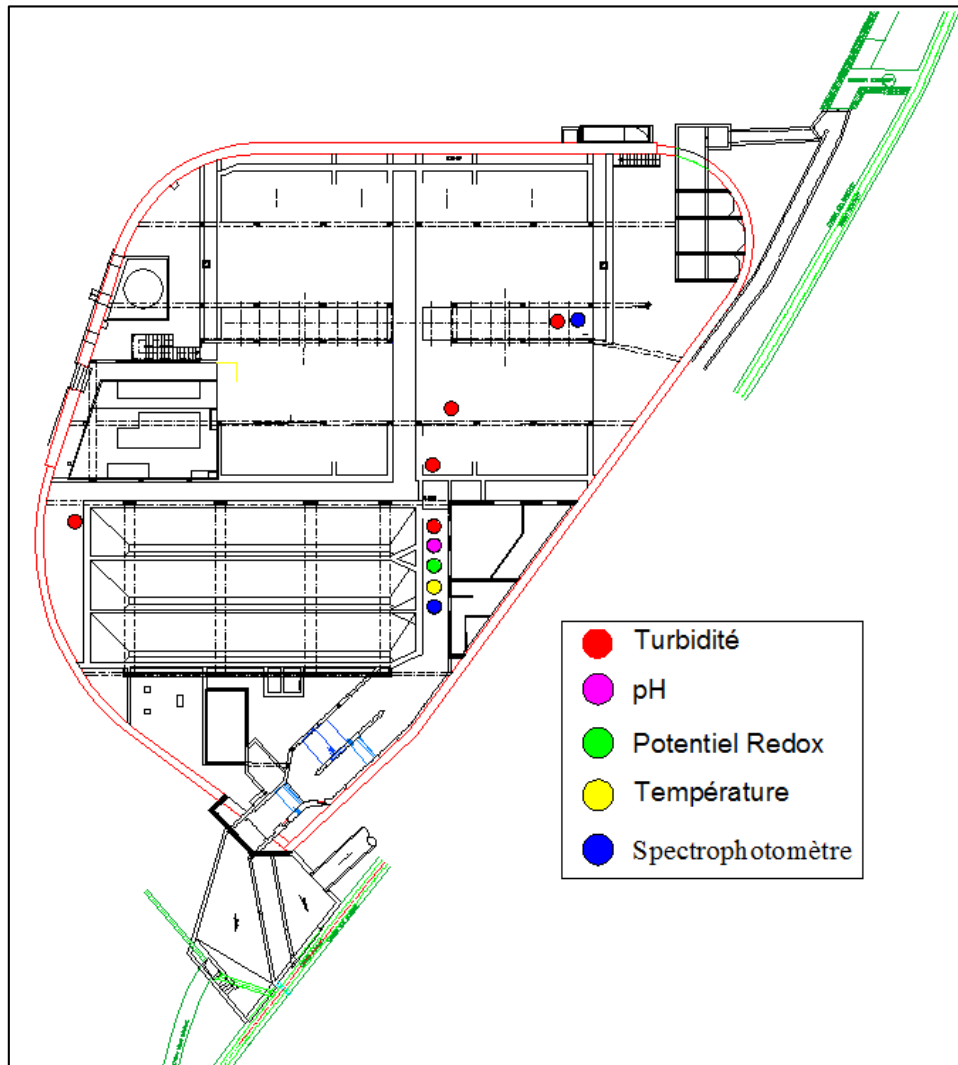


Figure III. 31 : Installation des appareils de mesure en ligne dans l'ouvrage Keller (CUGN).

III.3.3 Gestion réelle du bassin

L'ouvrage a une capacité totale de 7000 m³. L'idée de départ était de travailler avec un ou plusieurs dessableurs, mais également d'offrir plusieurs possibilités du fonctionnement d'autres parties de l'ouvrage. Pour des contraintes causées soit par les défauts

électromécaniques soit par la conception du génie civil, l'ensemble des variantes prévues à la conception a été considérablement réduite. Il est en fait impossible de séparer les dessableurs (si des batardeaux permettent théoriquement de séparer les entrées, les dessableurs sont reliés par le fond au niveau de la collecte des sables), ou même de prévoir un fonctionnement partiel de l'ouvrage, sauf la possibilité d'isoler un décanteur. Ceci donne un volume total fixe de 6340 m³. Après chaque pluie et pour vidanger l'ouvrage, il faut se servir de pompes de refoulement qui renvoient l'ensemble des eaux vers la station d'épuration de Maxéville. La vidange se fait généralement trois jours après la fin de l'évènement dans le cas où il n'y a pas eu d'autre pluie. Il a aussi été observé que, pour des raisons de vieillissement du béton, il était souhaitable de maintenir le bassin en eau. L'ouvrage est donc constamment alimenté par temps sec par le ruisseau de Boudonville. Ce ruisseau est contaminé par des eaux résiduaires urbaines et ses eaux sont très concentrées en sulfates. Ceci se traduit par une fermentation anaérobie à l'intérieur de l'ouvrage qui doit donc être régulièrement vidé avec transfert des eaux (relativement claires par rapport à des eaux résiduaires urbaines) vers la station d'épuration. Cet aspect ne sera pas pris en compte au niveau de la simulation du fonctionnement du bassin Keller, que l'on supposera toujours idéal, c'est-à-dire sans vidange.

La partie physicochimique de l'ouvrage est composée de deux chambres d'injection de produits chimiques et de deux chambres de contact et de maturation avec un mélangeur. La mise en fonctionnement de ces unités nécessite la préparation de la solution, mais aussi la détermination de la dose d'injection des produits. Or, et à ce niveau-là, l'ouvrage est confronté à deux contraintes majeures. La première est le temps nécessaire pour préparer les solutions chimiques et qui dépasse largement le temps de réponse du bassin versant qui est de l'ordre de 15 mn. La deuxième contrainte est la variation temporelle de la pollution qui arrive dans le bassin. En effet, les caractéristiques de la courbe de la pollution sont complexes à prévoir. En floculation-coagulation, il est classique d'adapter la dose de réactif injecté avec les caractéristiques de la pollution. Le pH est souvent une variable utilisée pour ce réglage. Il faut tenir compte du fait que la pollution qui arrive dans l'ouvrage n'est pas celle qui arrive dans l'étape de floculation-coagulation, du fait des dessableurs, mais aussi du long canal de jonction. Il a été remarqué que ce dernier jouait le rôle d'un décanteur, avec une accumulation de boue au fond. Cette boue est remise en suspension à chaque fin de remplissage des dessableurs, lorsque les eaux débordent dans le canal. Il faut également réfléchir qu'à la fin de l'évènement il est nécessaire de se débarrasser des réactifs polymères préparés, car on ne sait pas quand se produira le prochain évènement.

La mise en marche de l'ouvrage est automatisée. Cela a permis de couvrir un ensemble d'évènements consécutifs (hors pannes). Mais le traitement physico-chimique n'a jamais été mis en service. Il nécessite la présence de deux personnes au moment d'un évènement pluvial.

III.3.4 Modélisation de l'ouvrage Charles Keller

La modélisation doit donner une idée générale du fonctionnement de l'ouvrage et du devenir de la pollution. Il n'a pas été recherché une simulation fine de l'hydrodynamique dans les

différentes unités, car il a paru d'abord nécessaire d'avoir une vision d'ensemble du comportement selon les différentes pluies. Une simplification de la représentation des composantes unitaires de l'ouvrage dans le modèle s'est avérée nécessaire. Il faut notamment remarquer que l'ouvrage n'est jamais à l'état stationnaire du point de vue hydrodynamique, ce qui rend très difficile des opérations de traçage. Le canal de jonction qui relie les dessableurs aux chambres d'injection n'a pas été pris en compte dans la modélisation. Le modèle représente les dessableurs, la partie coagulation/floculation et les décanteurs. Il est inspiré du modèle du clarificateur final du Benchmark BSM 1 (Alex et al., 2008) et. Le modèle ne tient pas compte des éventuelles réactions biologiques.

Six variables sont utilisés pour décrire la pollution dans le modèle :

<i>Sand</i>	Sable
<i>Part</i>	Pollution particulaire
<i>Col</i>	Pollution colloïdale
<i>Sol</i>	Pollution carbonée soluble
<i>Snh</i>	Azote ammoniacal
<i>Snd</i>	Azote organique soluble

Le système fonctionne par débordement. Les équations décrivant le bilan de masse permettent de décrire au niveau de chaque unité le comportement des paramètres de la pollution.

Un même modèle de 10 couches est appliqué aux dessableurs et décanteurs (Figure III.32), La couche d'alimentation pour les dessableurs est la 9^{ème} couche à partir du fond et la 6^{ème} pour les décanteurs.

Les méthodes empiriques basées sur le flux permettent d'obtenir la courbe de la vitesse de décantation à partir de la courbe expérimentale obtenue dans des conditions identiques au cas étudié. La détermination expérimentale des paramètres de ces modèles limite leur efficacité et l'application du modèle. Ils dépendent beaucoup de la distribution de la taille et de la densité des particules. Plusieurs études ont développé ces modèles (Vesilind (1979), Kartel et Kopel (1992), Takacs et al. (1991), Cho et al. (1993), Font et Ruiz (1993), Mazzolani et al. (1998)).

$$J_s = v_s(X_{sc})X_{sc} \quad \text{Eq. 46}$$

Avec X_{sc} est la concentration totale des solides

v_s la vitesse de sédimentation

Dans le cas des boues activées le modèle de Takács (Takács et al., 1991) est souvent utilisé,

$$v_s(C) = \max(0, \min(v'_0, v_0(e^{-r_h(c-c_{min})} - e^{r_p(c-c_{min})}))) \quad \text{Eq. 47}$$

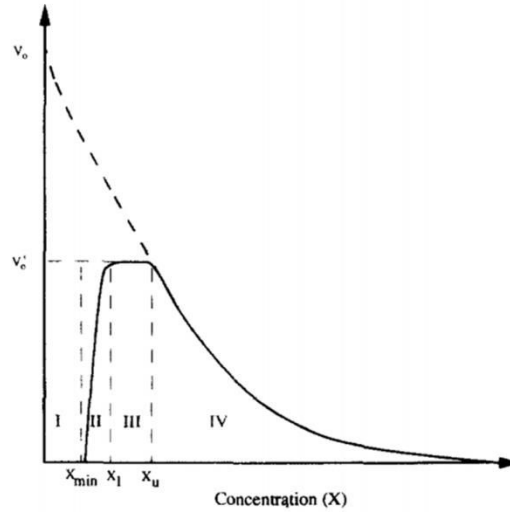


Figure III. 32 : Représentation de la vitesse dans le modèle utilisé.

Avec :

V_0 vitesse théorique maximale (m/h), qui correspond à l'intersection entre l'axe vertical de v_s et l'extension de la courbe exponentielle.

v'_0 vitesse maximale (m/h)

C_{min} concentration minimale au-delà de laquelle la vitesse de décantation s'annule (g/m^3)

r_h décrit le comportement des particules lorsque la densité augmente

r_p décrit le comportement des particules lorsque la densité diminue

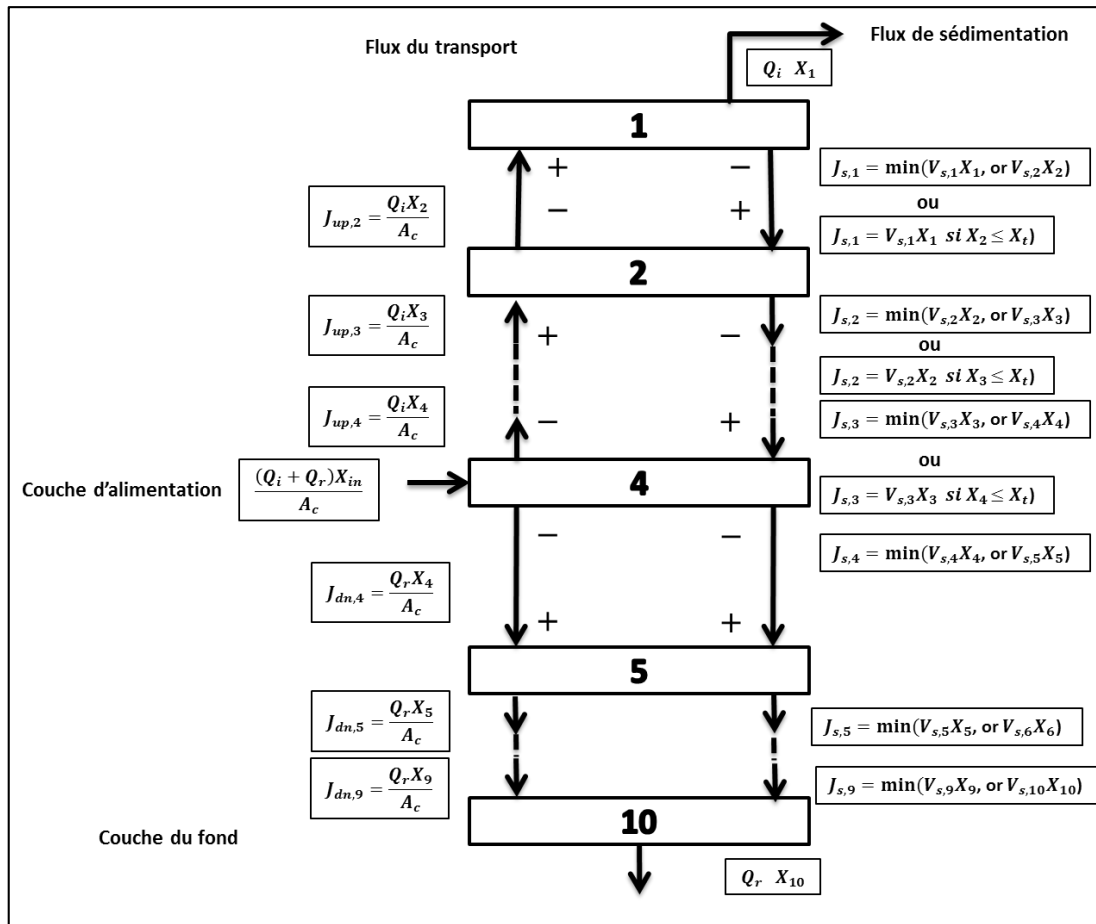


Figure III. 33 : Modèle des décanteurs et dessableurs (Takacs, 1991).

Il a été décidé d'utiliser ce modèle, après calage des paramètres, pour représenter la sédimentation des matières en suspension les moins lourdes (c'est-à-dire hors sable) ainsi que des floes obtenus après l'étage de floculation-coagulation. Pour les sables une vitesse de sédimentation fixe est utilisée (modèle de Vesilind). La partie suivante décrit les procédures expérimentales mises en œuvre pour estimer les différentes vitesses de sédimentation.

III.3.5 Détermination des caractéristiques de sédimentation

La vitesse de sédimentation des particules est un paramètre important dans la modélisation des phénomènes de traitement des eaux pluviales et le dimensionnement des ouvrages. Hazen a été le premier à s'intéresser à ce phénomène en 1904. Il a montré que le temps de séjour n'est pas le seul facteur important dans le dimensionnement des bassins de décantation et que la quantité de solides décantés est proportionnelle à la surface de bassin et aux propriétés de décantation des matières en suspension et inversement proportionnel au débit traversé par l'ouvrage. En 1944 Dobbins a proposé une équation de convection-dispersion simplifiée qui a été reprise par Camp en 1953. Ce dernier l'a simplifié et construit un abaque de dimensionnement qui donne l'efficacité de décantation en fonction de la vitesse de chute des

particules, du débit surfacique, de la hauteur d'eau et du coefficient de dispersion supposé constant.

Plusieurs modèles ont été développés par la suite qui considèrent la turbulence de l'écoulement et la remise en suspension et la vitesse de chute des particules comme un paramètre important.

Dans le Tableau III.9 sont présentées les différentes méthodes de mesure de la vitesse de sédimentation que l'on trouve dans la littérature. La méthode la plus adaptée et la plus aisée à utiliser pour des eaux résiduaires est le protocole VICAS.

Tableau III.9 : Protocoles de mesure de vitesse de sédimentation en colonne (Berrouard. 2010)

Protocol	ASTON	UFT	CERGRENE		CERGRENE 95	VICAS	VICTOR	VICPOL (hollandais)	Camp (EPA. LONGCOLUMN)
Méthode	Couche surnageant			Suspension homogène					
Principe	$\Delta M(t)$							$\Delta C(t)$	
Equipement	Colonne	Colonne avec cône	Colonne	Andréasen Pipette	Colonne	Colonne	1 à 10 colonnes	5 colonnes	colonne
Hauteur de sédiment (mm)	1620	700	1800	200	650	650	500	430 (100-300)	600. 900. 1200. 1500. 1800 (tot : 2250)
Diamètre (mm)	50	50	50	50 (100)	70	70	50	90 (80)	150
Volume échantillon (L)	5	1	20		3	4.5	15-25	20 (2*5)	45-50
Prétraitement	3 h séd	2h séd. ds un cône de	Tamis (4mm)	Tamis (50 μ m)	Tamis (4mm)	Tamis (2mm)	Tamis (2mm)	--	--
Vol. du sous-éch (ml)	n/d	n/d	n/d	10	150	150	1000	500 (100)	500
Échantillonnage	Rotation de la colonne/cellules	Au bas du cône	Sous- coupelle d'H2O	Dispositif	Sous-coupelle d'H2O	Sous- coupelle d'H2O	Haut et bas colonnes séparés	Prélèvement d'une H d'eau fixe	Robinets (ϕ =1cm) sur H
Gamme de mesure (cm/h)	65-9720	36-63000	71-28800	5-1476	>7	au choix (e.g. 0.7)	n/d	n/d	7.2-10800

Le principe du protocole VICAS est fondé sur celui de la suspension homogène. Les particules sont supposées décanter d'une manière indépendante les unes des autres sans former d'agrégats et sans diffusion selon l'équation suivante :

$$M(t) = S(t) + t \frac{dM(t)}{dt} \quad \text{Eq. 48}$$

Avec

$M(t)$ la masse accumulée des particules ayant décantées en bas de la colonne après la durée t
 $S(t)$ la masse accumulée des particules décantées en bas de la colonne après la durée t avec une vitesse de chute supérieure à $\frac{H}{t}$ et H est la hauteur de la colonne.

Le protocole a été développé pour faire des mesurages relativement simples (Torres. 2008)

Un bilan doit tout d'abord être fait sur la masse des particules en mesurant la concentration initiale C_{ini} (mg/L), la concentration finale C_{fin} (mg/L). m_i (mg) qui est la masse de solides récupérés dans les coupelles i entre le temps t_{i-1} et le temps t_i . H (cm) est la hauteur d'eau dans la colonne R.

Le calcul se fait comme suit :

Masse initiale dans la colonne :

$$M_{ini} = \frac{C_{ini} H \pi R^2}{1000} \quad \text{Eq. 49}$$

Masse finale dans la colonne :

$$M_{fin} = \frac{C_{fin} H \pi R^2}{1000} \quad \text{Eq. 50}$$

Pourcentage d'anomalie sur le bilan de masse :

$$E = \frac{M_{ini} - (M_{dec} + M_{fin})}{M_{ini}} \quad \text{Eq. 51}$$

Une manipulation acceptable doit avoir un pourcentage d'anomalie inférieur à 15 %.

Il s'agit ensuite d'ajuster numériquement les valeurs mesurées $M(t_i)$ pour obtenir une fonction continue $M(t)$ puis de la résoudre analytiquement.

Les paramètres d'ajustement sont inférieurs à quatre pour conserver des expressions simples et permettre un ajustement satisfaisant. L'équation retenue pour la courbe $M(t)$ (Bertrand-Krajewski, 2001) est :

$$M(t) = \frac{b}{1 + \left(\frac{c}{t}\right)^d} \quad \text{Eq. 52}$$

On en déduit :

$$S(t) = M(t) - t \frac{dM(t)}{dt} = \frac{b \left(1 + (1-d) \left(\frac{c}{t}\right)^d\right)}{\left(1 + \left(\frac{c}{t}\right)^d\right)^2} \quad \text{Eq. 53}$$

L'équation à obtenir est la suivante :

$$F(V_s) = 100 \left(1 - \frac{S(t)}{M_{dec} + M_{fin}}\right) \text{ ou } V_s = \frac{H}{t} \quad \text{Eq. 54}$$

Elle correspond au pourcentage cumulé en masse des particules ayant une vitesse de chute inférieure ou égale à V_s .

Il s'est révélé dans la pratique que le protocole VICAS n'était pas toujours satisfaisant pour la mesure des vitesses de décantation au niveau des dessableurs, du fait d'une vitesse de décantation trop rapide des particules de « sable » : la faible hauteur de la colonne ne permet pas de déterminer cette vitesse correctement. Un test spécifique a donc été mis au point pour tracer les profils verticaux des courbes de concentration en MES et en turbidité au cours de temps pour les dessableurs. Il s'agit d'une colonne de 3 m de hauteur et de 0.15 m de diamètre, suspendue dans l'ouvrage Keller sur la paroi des dessableurs avec sept points de prélèvement espacés de 0.5 m chacun (Figure III.34). Deux protocoles ont été utilisés. Dans le premier l'expérience consiste à remplir la colonne des eaux issues à l'entrée des dessableurs et faire des prélèvements au niveau des sept points de prélèvement pendant 40 minutes avec un prélèvement toutes les cinq minutes. Ensuite, on caractérise les échantillons prélevés en mesurant la turbidité et les MES. La seconde façon de procéder consiste à remplir la colonne avec des eaux déjà dessablées prélevées à la sortie des dessableurs et d'injecter ensuite une masse m du sable recueilli au fond des dessableurs au haut de la colonne de manière à ne mesurer que le sable qui a commencé à chuter au début de l'expérience : on effectue alors les prélèvements décrits précédemment.

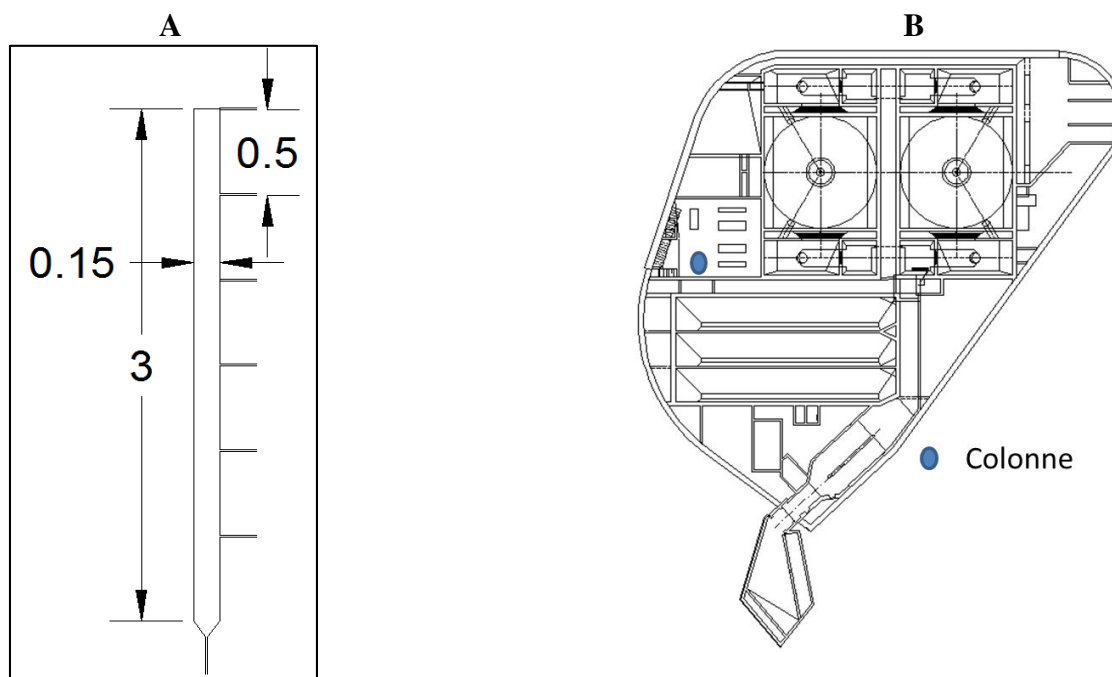


Figure III. 34 : A : colonne de décantation. B : localisation de la colonne dans l'ouvrage.

Le test permet de tracer l'évolution de la pollution exprimée en MES et de turbidité au cours du temps.

III.3.6 Résultats des tests de décantation

Les résultats obtenus avec la colonne de 3 m (Figure III.35) montrent une décroissance très rapide des MES au niveau de l'ensemble des points de prélèvement. Deux phases peuvent être remarquées dans la Figure III.34. La première se situe entre 0 et 5 minutes. Durant cette phase une grande partie des MES décante, représentée par la décroissance de toutes les courbes sauf celle du fond (300 cm) où les MES décantées conduisent à une concentration de 200 mg/L, tandis que pour les autres points la concentration se situe entre 67 mg/L et 29 mg/L. Ensuite toutes les concentrations enregistrent un palier et restent stables jusqu'à la seconde phase qui se situe entre 25 et 35 minutes, où on observe une légère augmentation des MES dans le fond de la colonne entre 71 mg/L et 66 mg/L.

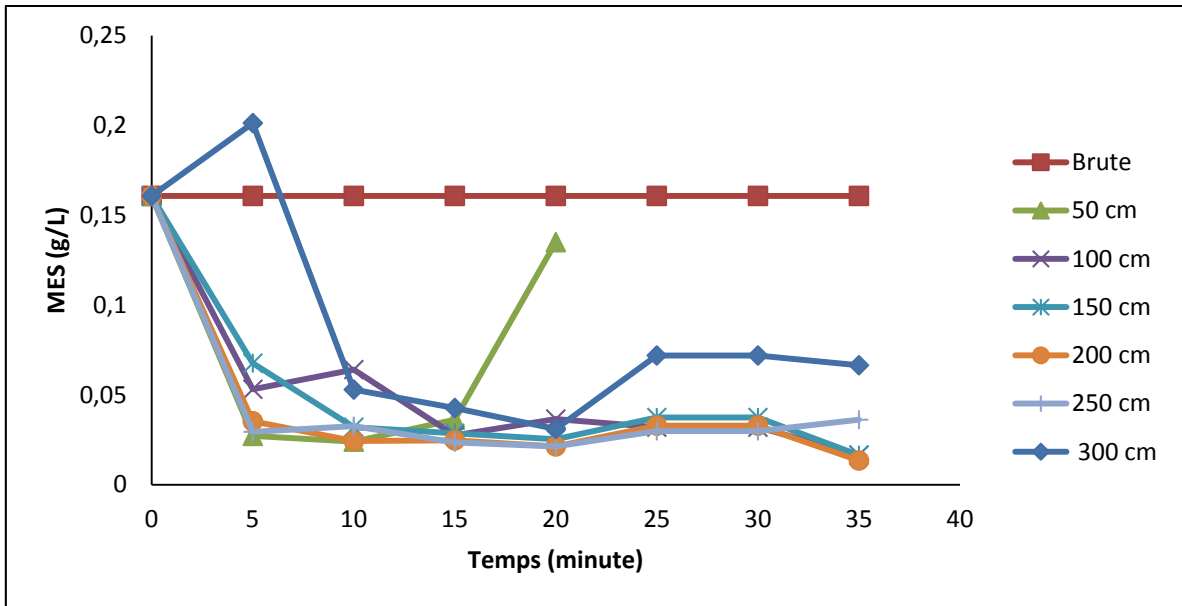


Figure III. 35 : Evolution des MES au cours du temps pour les différents points de prélèvement.

La turbidité a un comportement proche de celui des MES : on observe une augmentation entre 0 et 5 minutes au niveau de tous les points de prélèvement et ensuite une seconde augmentation à partir de 25 minutes de décantation. Les deux pics correspondent exactement aux pics des MES (Figure III.36).

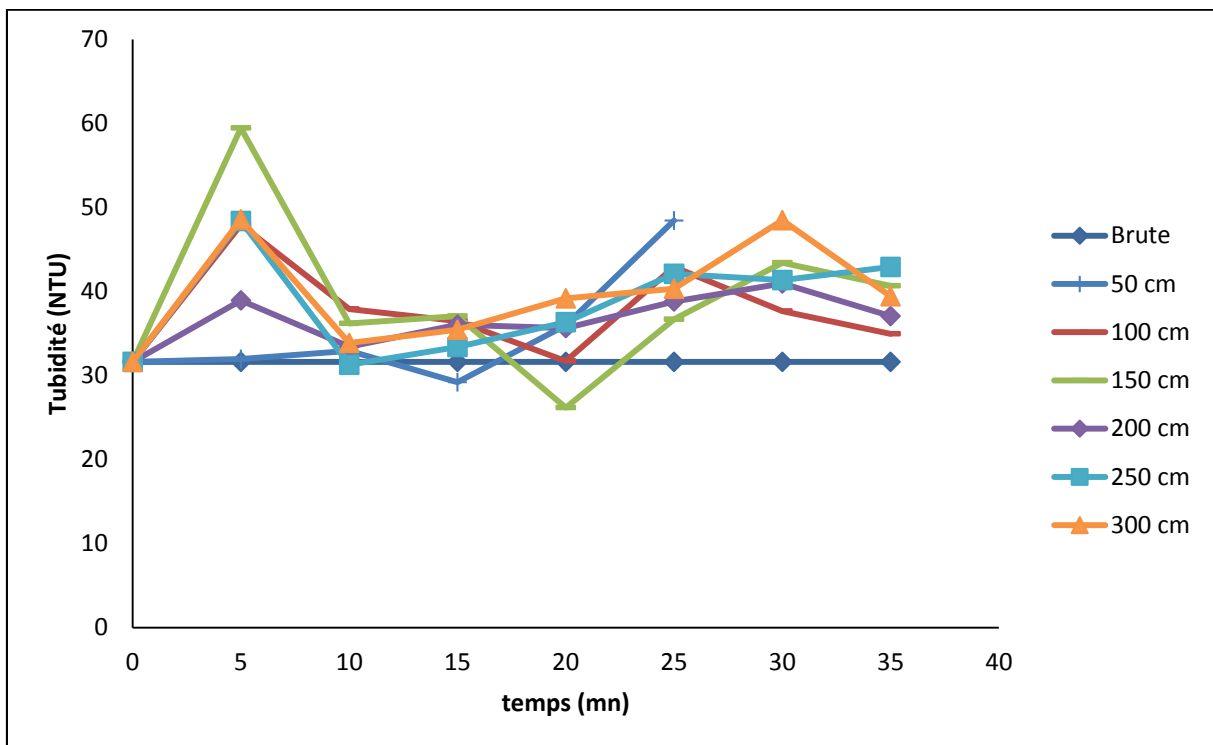


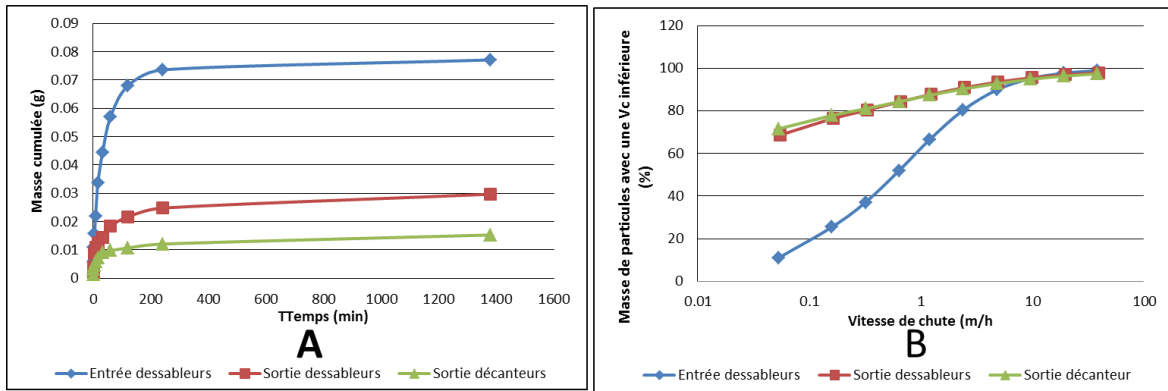
Figure III. 36 : Evolution de la turbidité au cours du temps pour les différents points de prélèvement.

Tableau III.10 : Résultat du tamisage des sables décantés à l'entrée de l'ouvrage Keller.

Diamètre	Unité	Masse (g)	Pourcentage
< 180	µm	24	5,83
180 - 200	µm	9	2,18
200 - 300	µm	79	19,17
380 - 500	µm	70	16,99
500 - 710	µm	47	11,41
710 - 900	µm	21	5,1
900 - 1000	µm	13	3,16
1 - 2	mm	79	19,17
2 - 4	mm	41	9,95
> 4	mm	29	7,04

Les résultats de sédimentation des sables dans les dessableurs montrent une variation très nette d'un évènement à un autre. Ceci est dû à la variation des évènements pluvieux en termes d'intensité et de durée, mais également de la durée du temps sec qui sépare deux évènements. La Figure III.37 montre un exemple de distribution de diamètres des sables à l'entrée des dessableurs. 77 % des particules ont un diamètre compris entre 180 µm et 1mm.

Pour voir l'effet du traitement au niveau des différents ouvrages du bassin mais sans que l'étape de floculation-coagulation ait été mis en œuvre, une campagne de mesure a été réalisée le 20/06/2011. Les caractéristiques des échantillons sont données dans la Figure III.38. On remarque une concentration relativement importante en azote ammoniacal.



	Entrée du bassin	Sortie des dessableurs	Sortie du bassin
Conductivité ($\mu\text{s}/\text{cm}$)	0.705	0.723	0.742
pH	7.30	7.51	7.38
NH_4^+ (mg/l)	5.67	5.20	8.52
Turbidité (NTU)	40	31	92
DCO brute (mg O ₂ /l)	286	67	68
DCO filtrée (mg O ₂ /l)	23	5.9	12

C

Figure III. 37 : Test VICAS (évènement 20/06/2011) : A : Courbe de la masse cumulée des solides ayant décanté en fonction du temps, B : Courbe de distribution des vitesses de chute, C : Caractéristiques des eaux au niveau des différents ouvrages.

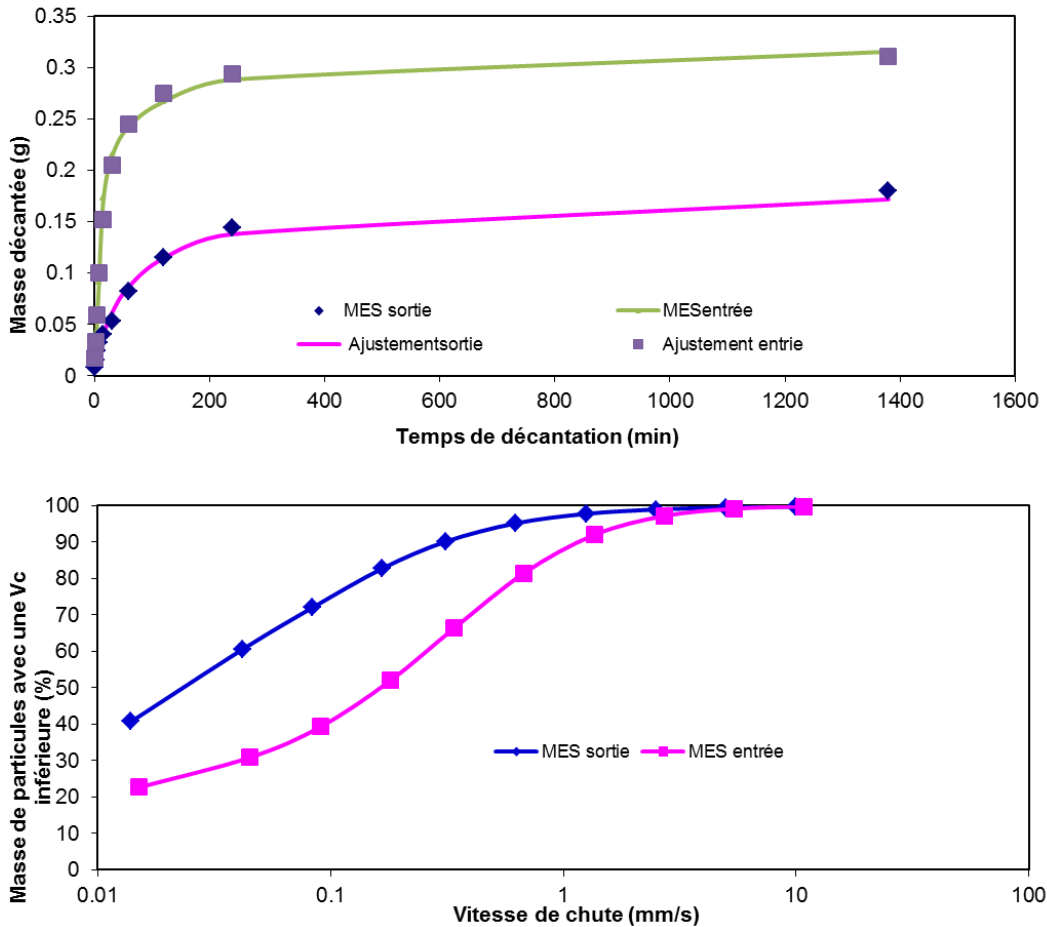


Figure III. 38 : Résultats du test VICAS sur l'entrée et la sortie des dessableurs du 26/09/2012. A : Courbe de la masse cumulée des solides ayant décanté en fonction du temps. B : distribution des vitesses de chute dans le dessableur.

Selon Chebbo et al. (2003), pour les eaux pluviales :

- 100 % (en masse) des MES ont une vitesse inférieure à 10 mm/s
- 20 à 40 % des MES ont une vitesse inférieure à 0.02 mm/s
- 10 à 20 % ont une vitesse supérieure à 2 mm/s
- 20 à 40 % ont une vitesse supérieure à 1 mm/s
- 40 à 60 % ont une vitesse supérieure à 0,4 mm/s
- 50 à 70 % ont une vitesse supérieure à 0,1 mm/s

Les résultats obtenus dans notre cas à l'entrée et la sortie des dessableurs sont montrés dans le tableau III.11. Les eaux brutes (entrée dessableurs) sont caractérisées par une forte décantabilité par rapport à la sortie. En effet, pour l'ensemble des vitesses comparées on

remarque une forte tendance d'atténuation des particules solides. (V_{50} entrée = 0,165 mm/s et V_{50} sortie = 0,023 mm/s).

Tableau III. 11 : Comparaison de la vitesse de décantation en fonction de la masse décantée entre l'entrée et la sortie des dessableurs.

Entrée dessableurs	Sortie dessableur
99 % (en masse) des MES ont une vitesse inférieure à 11 mm/s	98 % (en masse) des MES ont une vitesse inférieure à 11 mm/s
80 % des MES ont une vitesse inférieure à 0.02 mm/s	32 % des MES ont une vitesse inférieure à 0.02 mm/s
9 % ont une vitesse supérieure à 2 mm/s	16 % ont une vitesse supérieure à 2 mm/s
19% ont une vitesse supérieure à 1 mm/s	5 % ont une vitesse supérieure à 1 mm/s
35 % ont une vitesse supérieure à 0,4 mm /s	10 % ont une vitesse supérieure à 0,4 mm /s
62 % ont une vitesse supérieure à 0,1 mm/s	29 % ont une vitesse supérieure à 0,1 mm/s

Les résultats obtenus à la sortie de bassin sont plus élevés qu'à la sortie des décanteurs. Le problème vient du stockage de l'eau dans l'ouvrage entre les événements et la remise en suspension des particules décantées. Ceci se voit également à travers les mesures de la turbidité entre l'entrée et la sortie des dessableurs (Figure III.39)

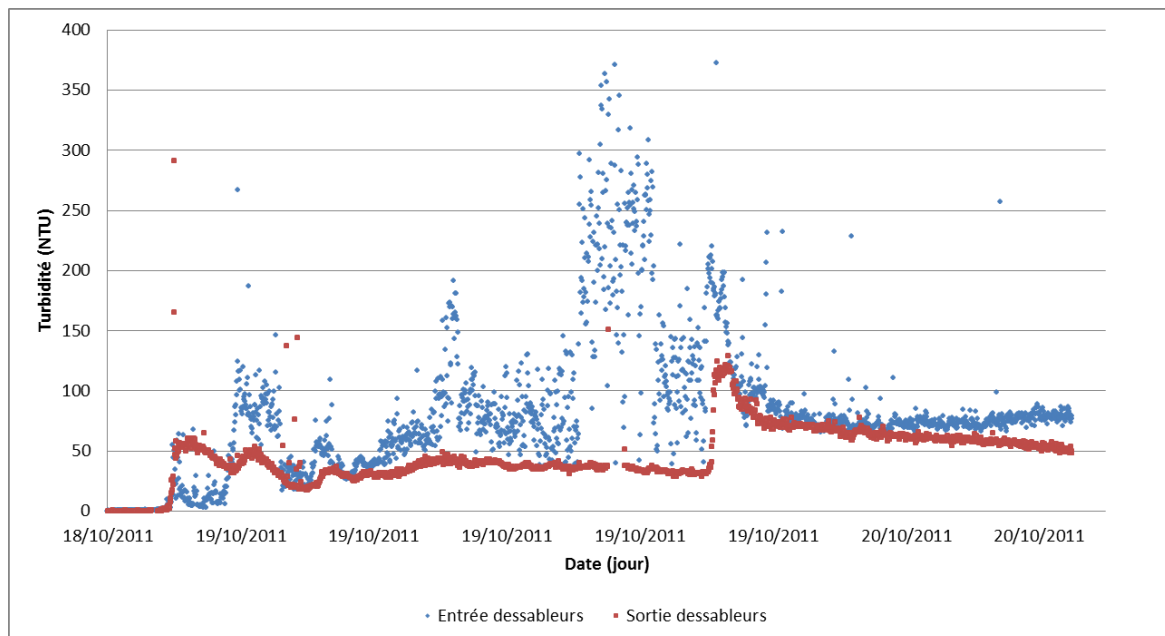


Figure III. 39 : Variation de la turbidité entre l'entrée et la sortie de l'ouvrage Keller.

Le protocole VICAS aurait dû également être appliqué aux floes issus de l'étape de floculation-coagulation. Comme cette étape n'a jamais été mise en service par la communauté urbaine, le protocole n'a pu être appliqué. Des valeurs par défaut des différents paramètres du modèle de Takács ont donc été retenues, à savoir ceux utilisés dans BSM1 pour les boues activées.

Le protocole VICAS peut être étendu à la mesure de la vitesse de chute de la pollution métallique liée aux particules. Dans ce cas on ne met pas de filtre dans la coupelle et son contenu est récupéré et minéralisé (digestion à l'acide nitrique sous micro-onde) avant analyse par ICP-AES. Un exemple de résultats obtenu est montré dans le tableau III.12. Les résultats obtenus confirment l'abattement de la pollution métallique liée au particulaire et l'intérêt d'un ouvrage tel que le bassin Charles Keller pour limiter la pollution métallique rejetée dans le milieu naturel.

Tableau III.12 : Abattement en métaux lourds entre le début et la fin du protocole VICAS.

ppm	Al	Cr	Cu	Fe	Mn	Pb	Zn
initial	887	2.5	81	595	22	5,4	1301
final	182	<1	3	8	<1	<1	15

III.3.7 Caractérisation des eaux dans l'ouvrage Keller

III.3.7.1 En ligne

Le suivi en ligne des événements traités par l'ouvrage a été effectué par les appareils installés dans les ouvrages élémentaires. L'ensemble des appareils de mesure sont reliés à un ordinateur qui se trouve dans le local de commande dans l'ouvrage lui-même. L'enregistrement se programme selon les prévisions de mise en service de l'ouvrage. Le pas de temps est choisi de manière à avoir une bonne information sans encombrer l'espace de stockage : il peut varier d'une minute à quinze minutes. Ensuite les données sont récupérées et traitées à part. Quelques paramètres de certains événements sont montrés dans les Figures III.41 et III.42.

Dans la Figure III.41 sont montrés la DCO totale, DCO filtrée et les MES. Le principe de fonctionnement du spectrophotomètre submersible est décrit dans le paragraphe 3.2. Pour les trois événements présentés (26/08/2011, 13/07/2011 et 17/07/2011) l'information montre clairement le début de chaque événement et ensuite une tendance différente pour chaque paramètre d'un événement à un autre. En effet, dans les deux événements (26/08/2011 et 13/07/2011) la DCO totale atteint des valeurs entre 400 mgO₂/L et 450 mgO₂/L au début de l'événement. Ensuite elle se stabilise autour de 200 mgO₂/L et 250 mgO₂/L pour le reste de l'événement. Par ailleurs, dans l'événement du 17/07/2011, elle atteint des valeurs nettement

supérieures (500 mgO₂/L au début de l'événement et ensuite elle se stabilise autour de 400 mgO₂/L). Les MES suivent une tendance identique à la DCO totale : elle atteint 200 mg/L pour les deux premiers événements et 500 mg/L pour le troisième.

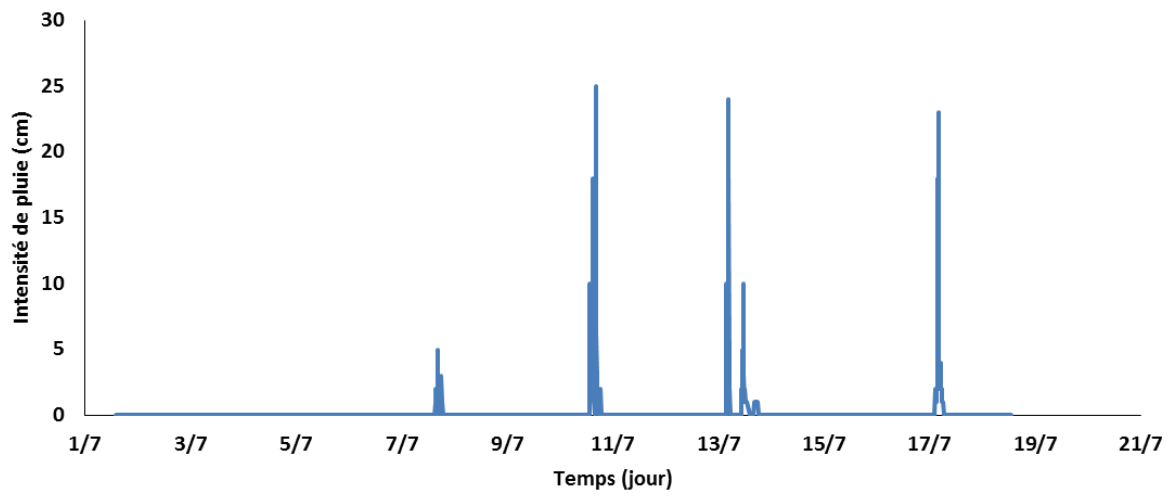


Figure III. 40 : Pluie Haut du Lièvre 07/2011.

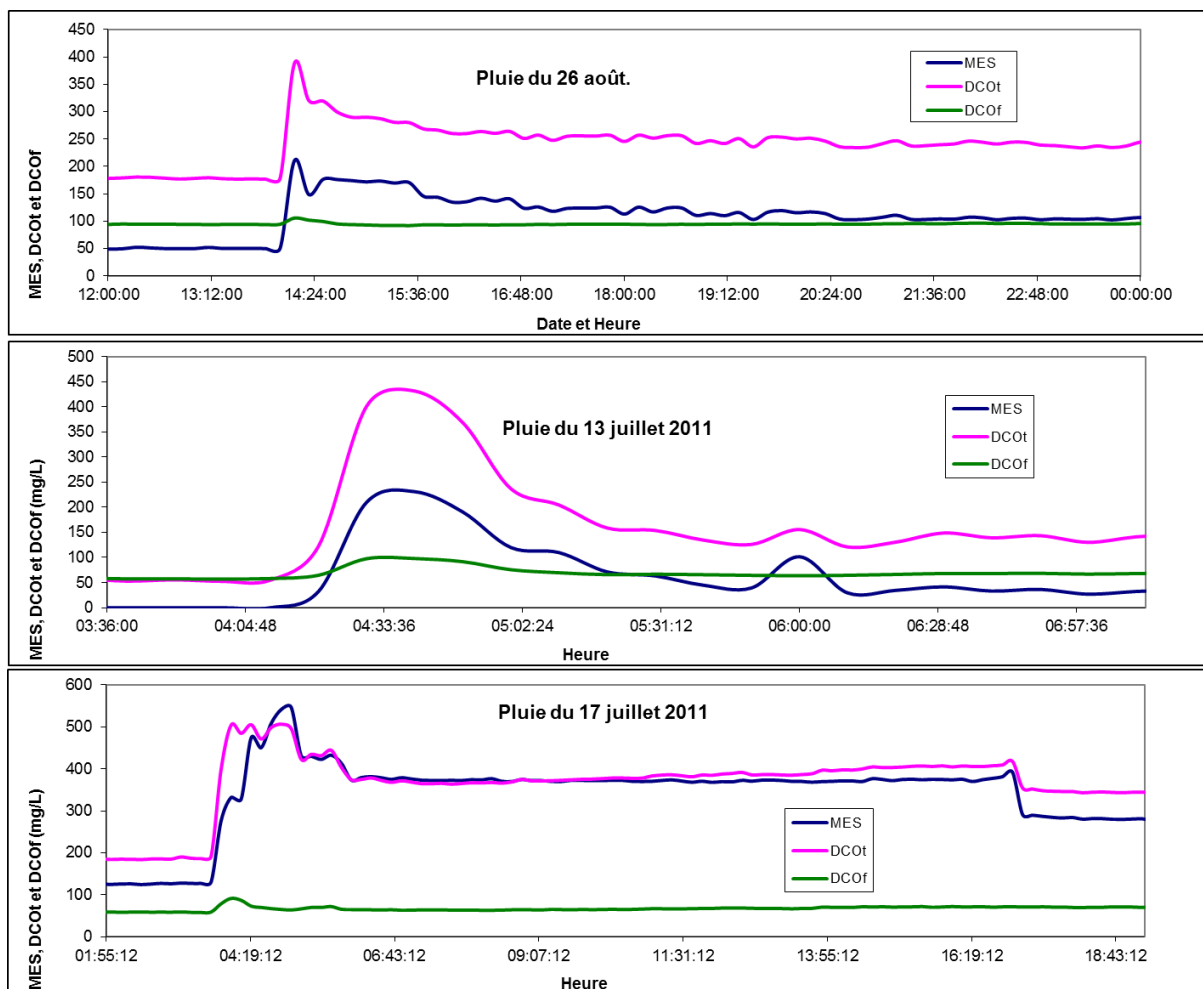


Figure III. 41 : Variations en MES, DCOtot et DCOf à l'entrée de l'ouvrage.

Les sondes de turbidité marquent une tendance variable d'un événement à un autre, selon la période de temps sec qui précède l'événement et le fait que l'ouvrage soit vide ou plein. Les valeurs moyennes à l'entrée de l'ouvrage au début de l'événement varient entre 200 NTU et 250 NTU pour se stabiliser autour de 50 NTU à la sortie (Figure III.42).

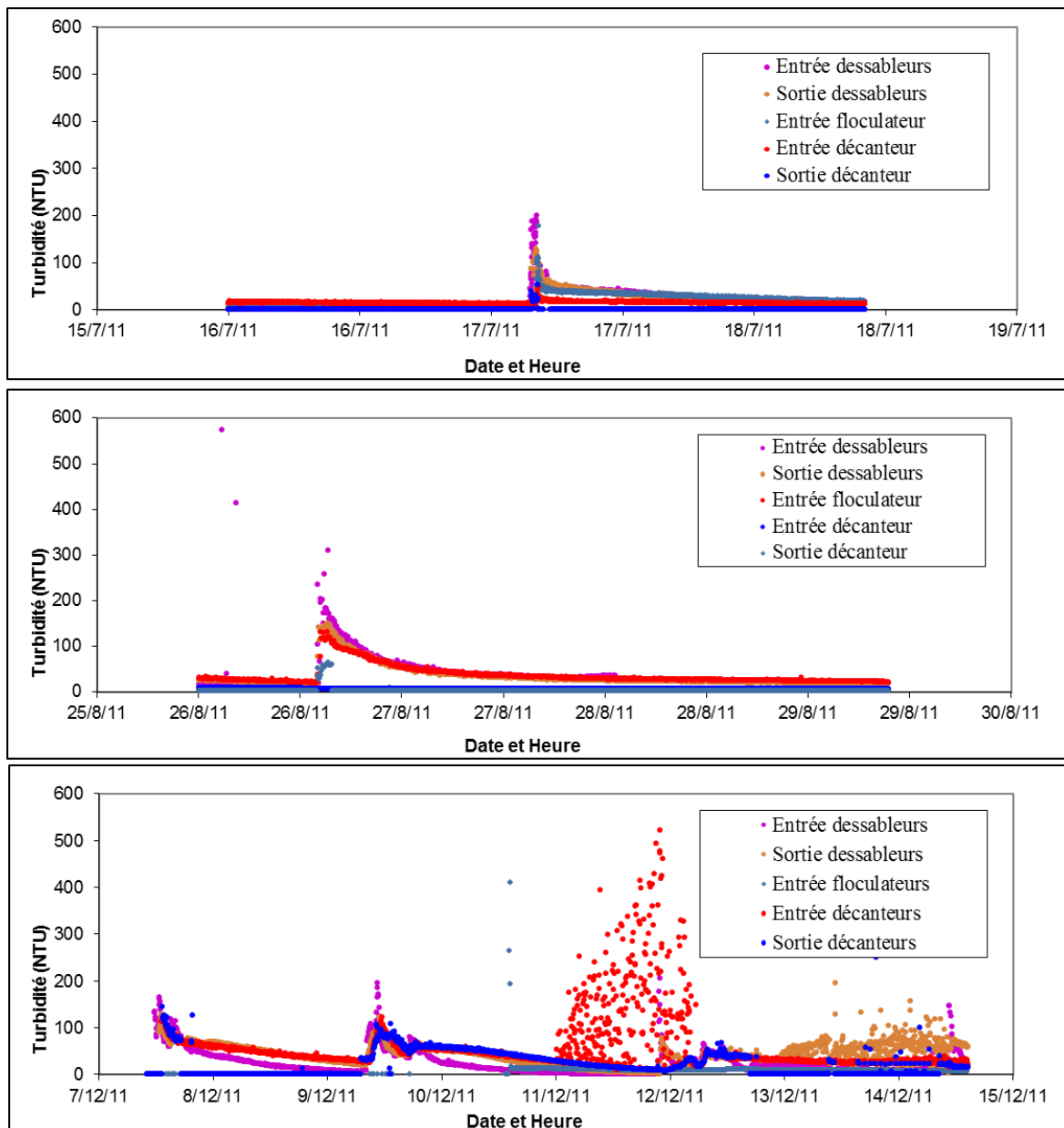


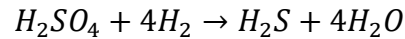
Figure III. 42 : Variation de la turbidité dans les différents ouvrages élémentaires pour trois pluies.

Les eaux usées domestiques fraîches sont caractérisées par un potentiel d'oxydoréduction de l'ordre de 100 mV et un pH de 7. Lorsque le potentiel est inférieur à 40 mV (Figure III.43) ou négatif, il caractérise un milieu réducteur (eaux sceptiques, fermentations putrides, présence de réducteurs). Un milieu anormalement oxydant est caractérisé par un potentiel supérieur à 300 mV à pH égal à 7 (forte entrée des eaux des pluviales sur le réseau). Dans la Figure III.43 potentiel le redox est négatif (-100mV) avant l'arrivée des eaux, ce qui explique la fermentation des eaux dans un milieu réducteur (l'ouvrage était rempli). Ensuite le potentiel redox atteint des valeurs avoisinant 100 mV au début de l'événement (Figure III.43).

En présence de SO_4^{2-} , la septicité du milieu conduit à la formation des sulfures (S^{2-}) et provoque le dégagement d' H_2S .

Quatre facteurs influencent la production des sulfures :

- La température : en dessous de 15°C, dans la Figure III.35 les valeurs de la température sont stables et elles varient entre 10°C et 12°C. Le milieu est donc favorable pour la production des sulfures. Dont la réaction globale en milieu anaérobie est :



- La concentration en SO_4^{2-} des eaux (l'essentiel des S^{2-} est créé par l'action des bactéries sulfatorréductrices) ;
- La charge en pollution : la rapidité de la mise en place de l'anaérobiose est favorisée par une DBO forte : le milieu est alors favorable pour le développement des bactéries sulfatorréductrices ;
- Le temps de séjour et la vitesse de l'écoulement dans l'ouvrage : par le fait de laisser l'ouvrage plein lors de son fonctionnement et en l'absence d'un débit important le temps de séjour devient grand favorisant la production de H_2S . L'ouvrage est vidangé trois jours après la fin de l'événement pour éviter une trop forte accumulation de gaz en l'absence d'un système d'aération.

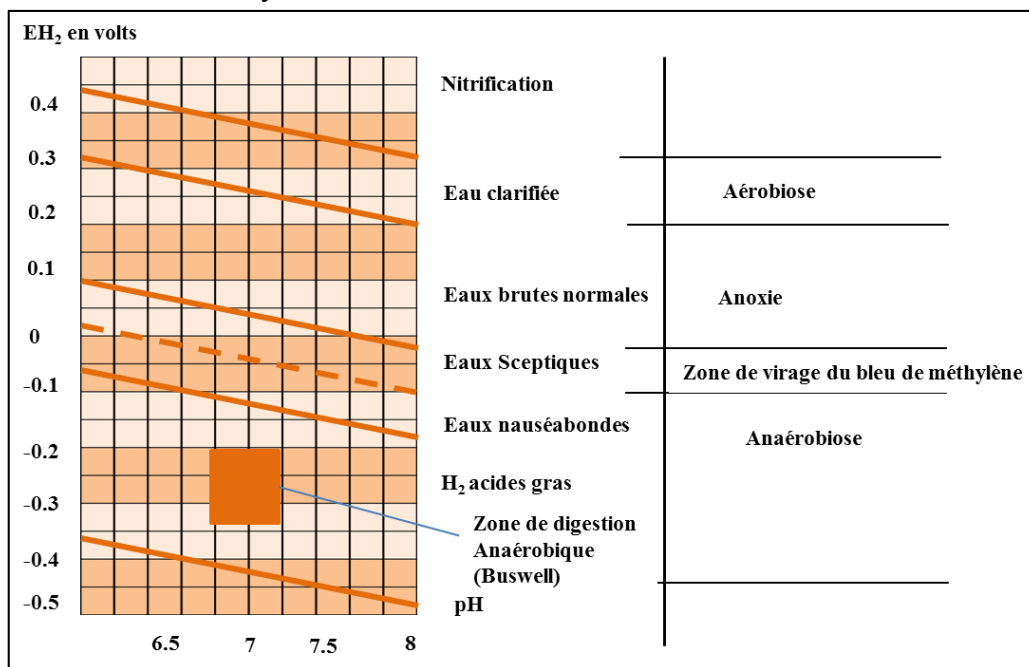


Figure III. 43 : Diagramme potentiel redox-pH des eaux résiduaires (Technique de l'eau, Tome 1, 2004).

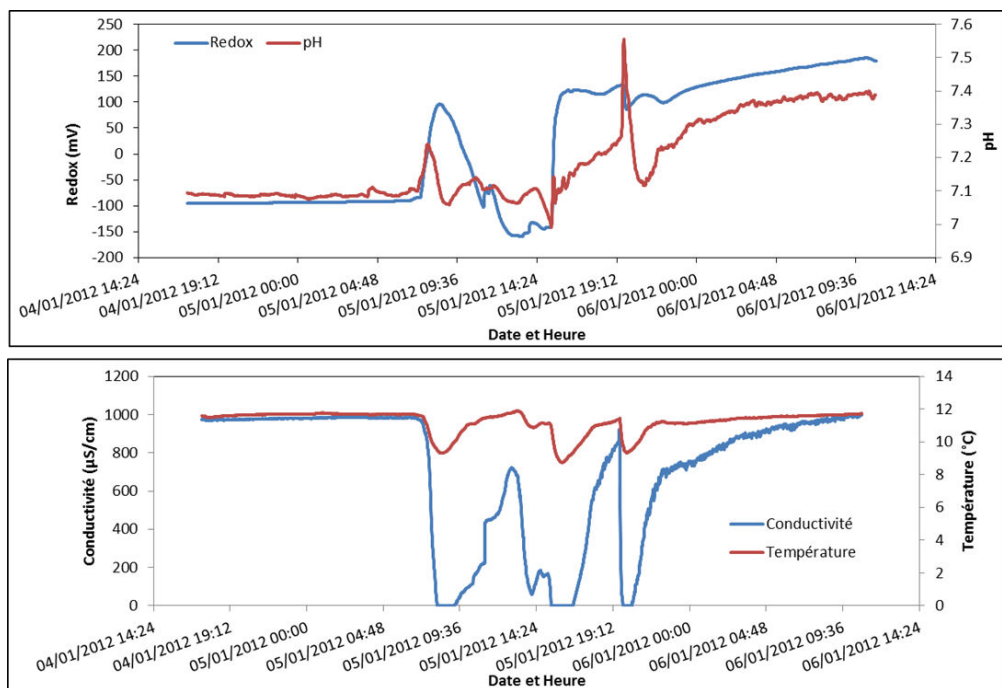


Figure III. 44 : Variation de la température, potentiel redox, conductivité et pH pour l'événement du 05/01/2012.

III.3.7.2 Suivi de la qualité de l'ensemble de l'ouvrage

Le suivi de l'ouvrage en entier lors du fonctionnement a nécessité l'installation de cinq préleveurs (ISCO modèle 3700 - 24 flacons) tel que cela est montré dans la Figure III.45. L'objectif était de réaliser des prélèvements à l'entrée et la sortie de chaque ouvrage élémentaire. Nous n'avons pas pu utiliser les préleveurs présents sur place, car ils ne sont pas placés de telle sorte à prélever des eaux représentatives de chaque ouvrage unitaire. Un signal a été récupéré à partir de la vanne d'entrée pour déclencher les cinq préleveurs et les faire fonctionner en même temps lorsque les eaux pluviales arrivent dans l'ouvrage.

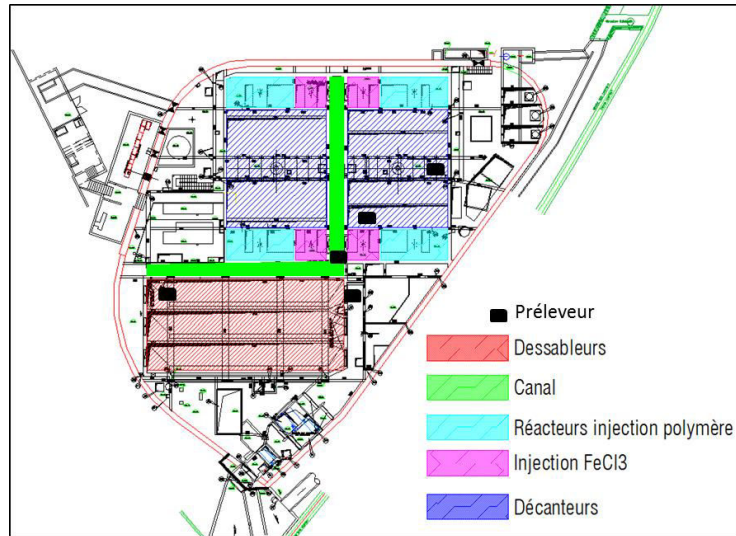


Figure III. 45 : Situation des préleveurs dans l'ouvrage Keller.

Les résultats obtenus (Figure III.46 à la Figure III.50). L'événement a eu lieu le 04/03/2012 à 20:00 jusqu'au 05/03/2012 à 00:25 heure de matin. L'événement a engendré un volume 3502 m³ et un débit max de 500 L/s (Figure III.46).

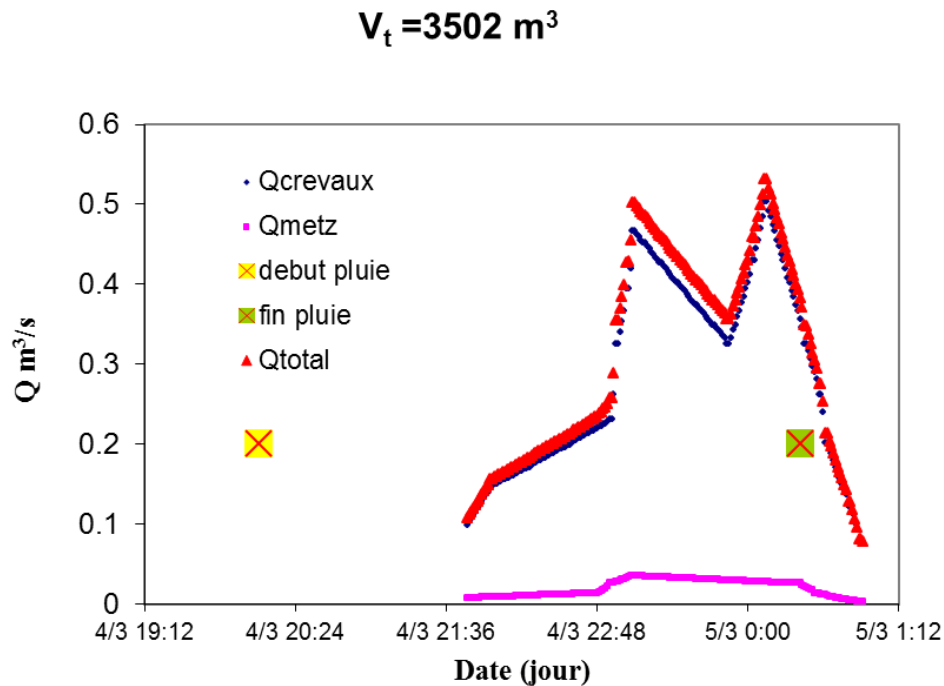


Figure III. 46 : Hauteurs d'eau enregistrées dans les deux limnimètres (Crevaux et Metz).

Sur les paramètres suivis lors de l'événement du 04/03/2012 à 20:00 au 05/03/2012 à 00:25 (NH₄⁺, MES, DCO_{tot}, COD, NGL, pH) on remarque un comportement très variable.

La composante ammoniacale de la pollution est stable dans les dessableurs. Elle augmente dans le canal et les réacteurs pour diminuer dans le décanteur (Figure III.47).

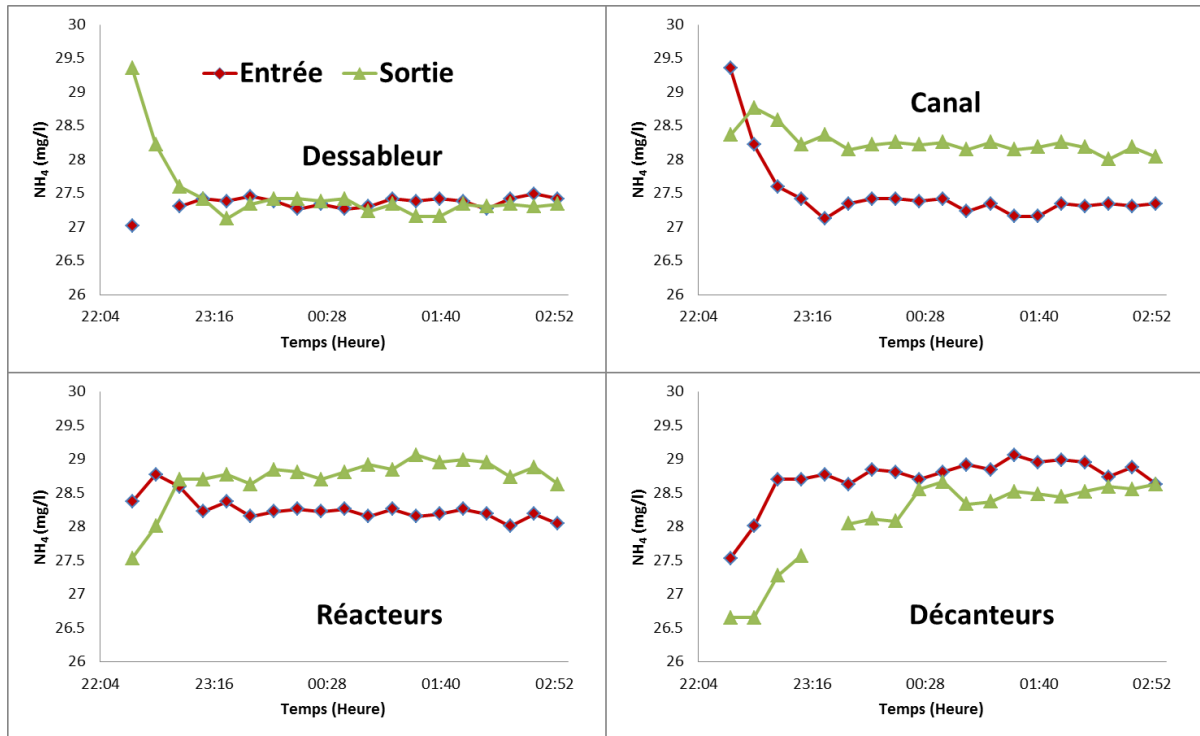


Figure III. 47 : Evolution de l'azote ammoniacal à l'entrée et la sortie des ouvrages élémentaires du Keller (12/03/2012).

La DCO totale enregistre une diminution très faible dans les dessableurs et elle décroît un peu dans les autres ouvrages (Figure III.48).

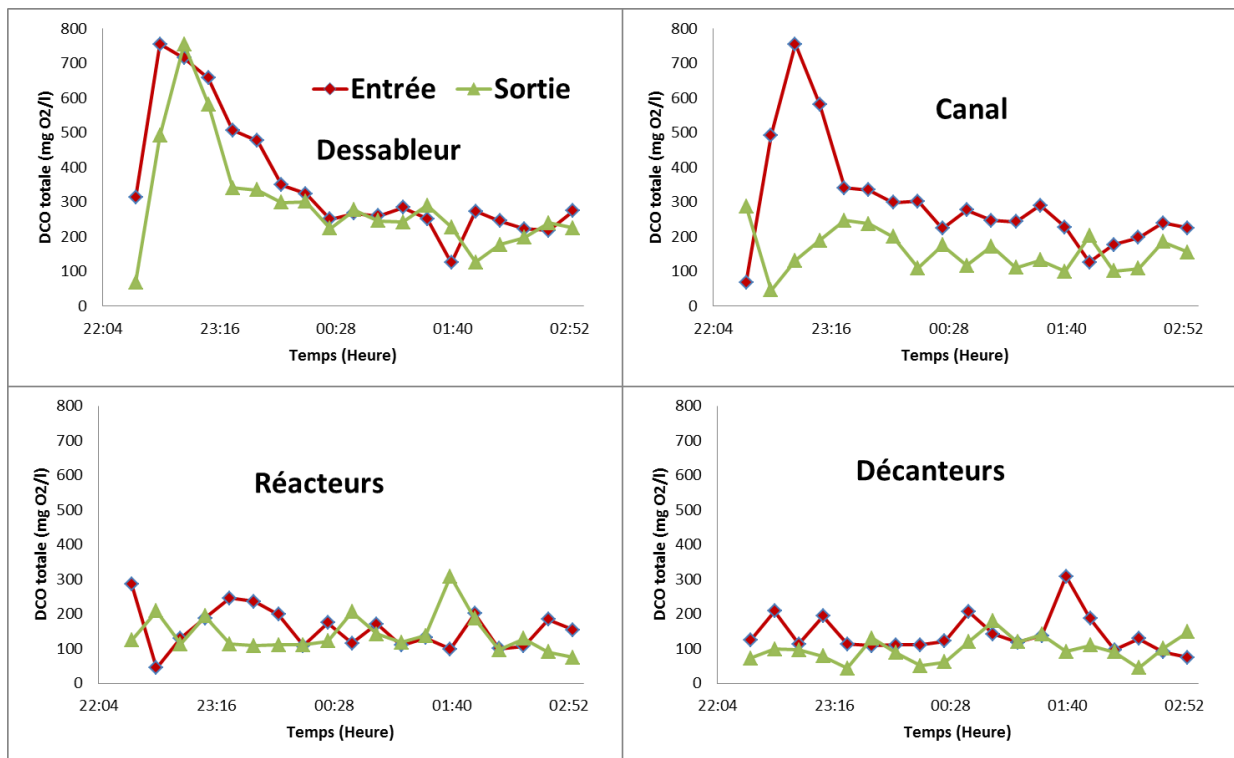


Figure III. 48 : Evolution de DCO totale dans les ouvrages élémentaires du Keller (12/03/2012).

Les matières en suspension (Figure III.49) ont une tendance décroissante à travers l'ensemble des ouvrages élémentaires. Le pic qui correspond au début de l'évènement est quasiment retenu au niveau des dessableurs et du canal. Il faut noter que ce piégeage dans le canal d'amenée n'était pas prévu lors de la conception de l'ouvrage (ni sans doute souhaitable, puisqu'on ne peut pas récupérer les boues accumulées)

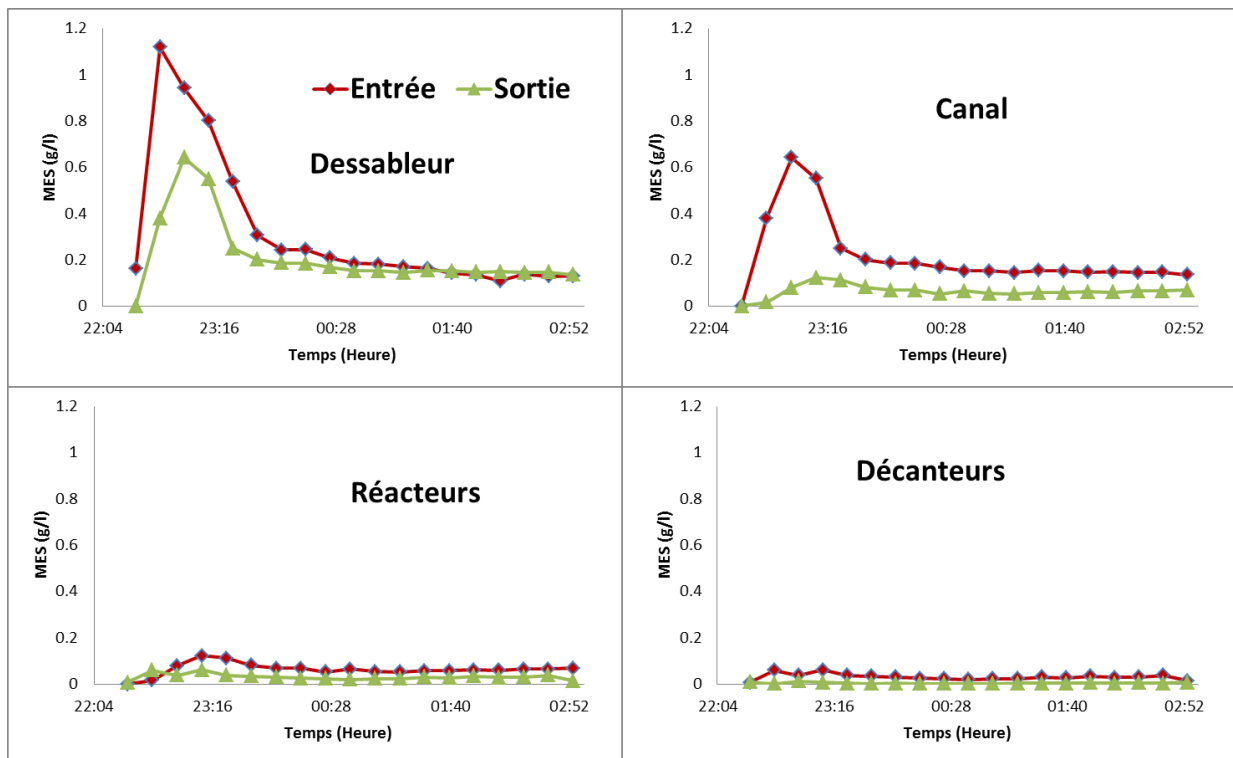


Figure III. 49 : Evolution des MES totale dans les ouvrages élémentaires du Keller (12/03/2012).

Dans la Figure III.50 est présenté le carbone organique dissous. Au niveau des dessableurs, mise à part l'atténuation du pic, qui correspond au début de l'événement, le carbone organique dissous reste très stable entre l'entrée et la sortie. Une partie importante de la pollution est également éliminée au niveau du canal et des réacteurs, ces ouvrages élémentaires ont un volume de 2170 m³ lorsque l'ouvrage fonctionne en entier. Ce volume est ramené à 1510 m³ lorsqu'on travaille avec un seul décanteur. Ce volume important (30 % du volume totale dans le premier cas et un peu plus que 20 % dans le second cas) influence le traitement notamment au niveau du canal.

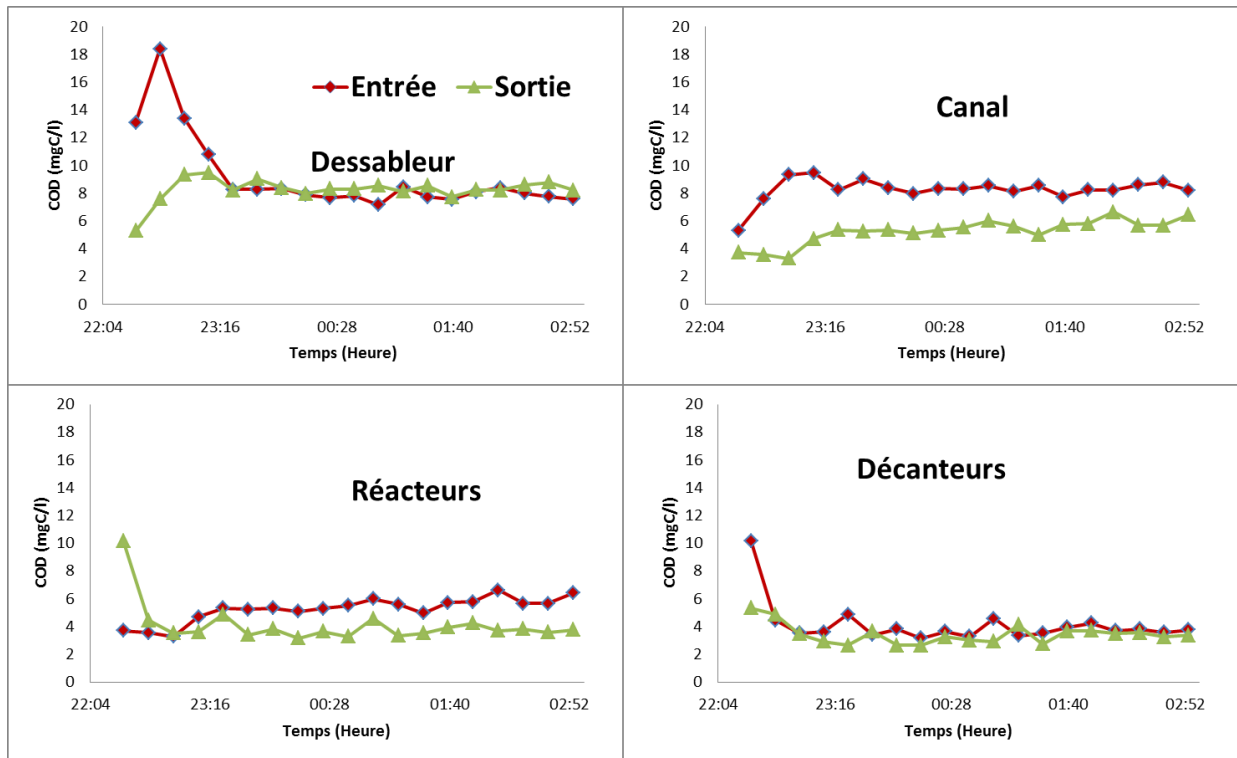


Figure III. 50 : Evolution du carbone organique dissous dans les ouvrages élémentaires de l'ouvrage Charles Keller (12/03/2012).

L'azote global dissous passe presque en totalité à travers les différents ouvrages élémentaires (Figure III.51) avec une très légère diminution dans le canal, les réacteurs et les décanteurs. Ce comportement a été observé sur l'ensemble des campagnes effectuées.

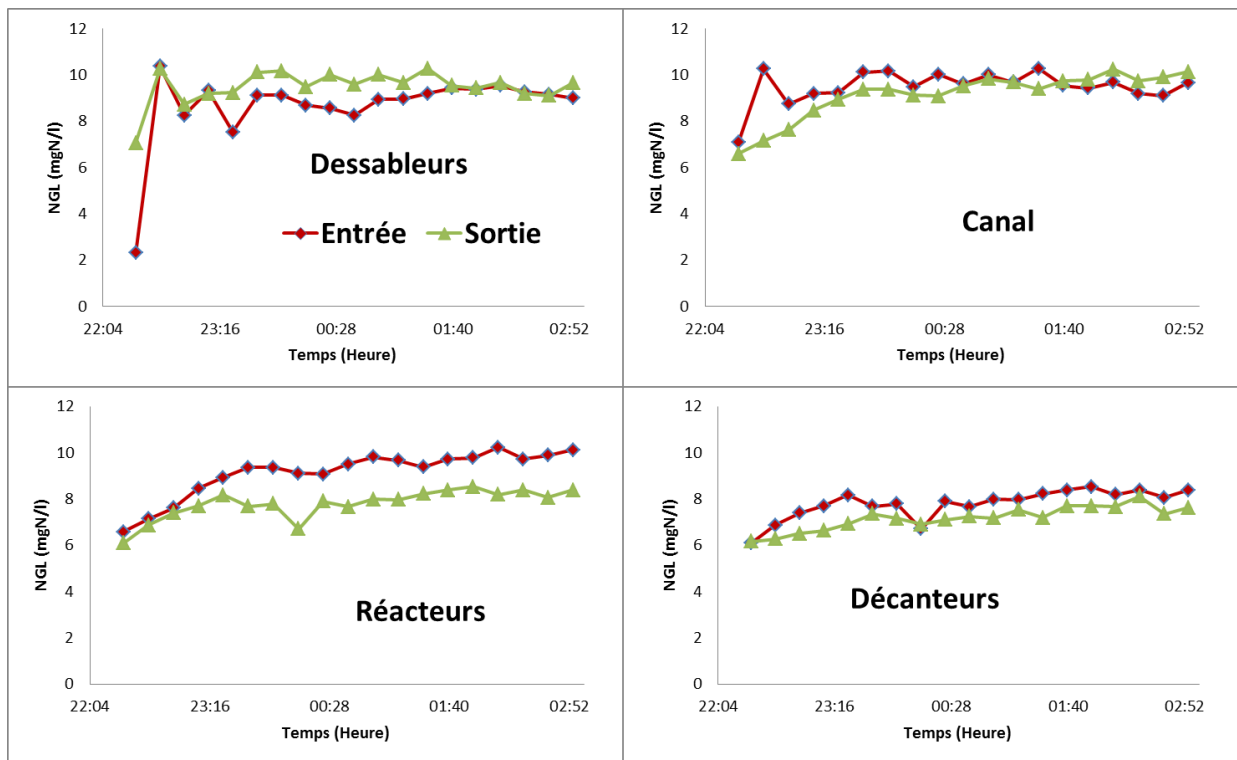


Figure III. 51 : Evolution l'azote global dans les ouvrages élémentaires du Keller (12/03/2012).

Dans la Figure III.52 sont présentées les valeurs des paramètres analysés entre l'entrée des dessableurs ce qui correspond à l'entrée de l'ouvrage, et la sortie des décanteurs qui correspond à la sortie de l'ouvrage rejetée à la Meurthe.

On observe une diminution importante en terme de MES, mais elle est plus faible pour les autres paramètres et même avec une augmentation en azote ammoniacal et le passage en un milieu légèrement plus basique (augmentation du pH).

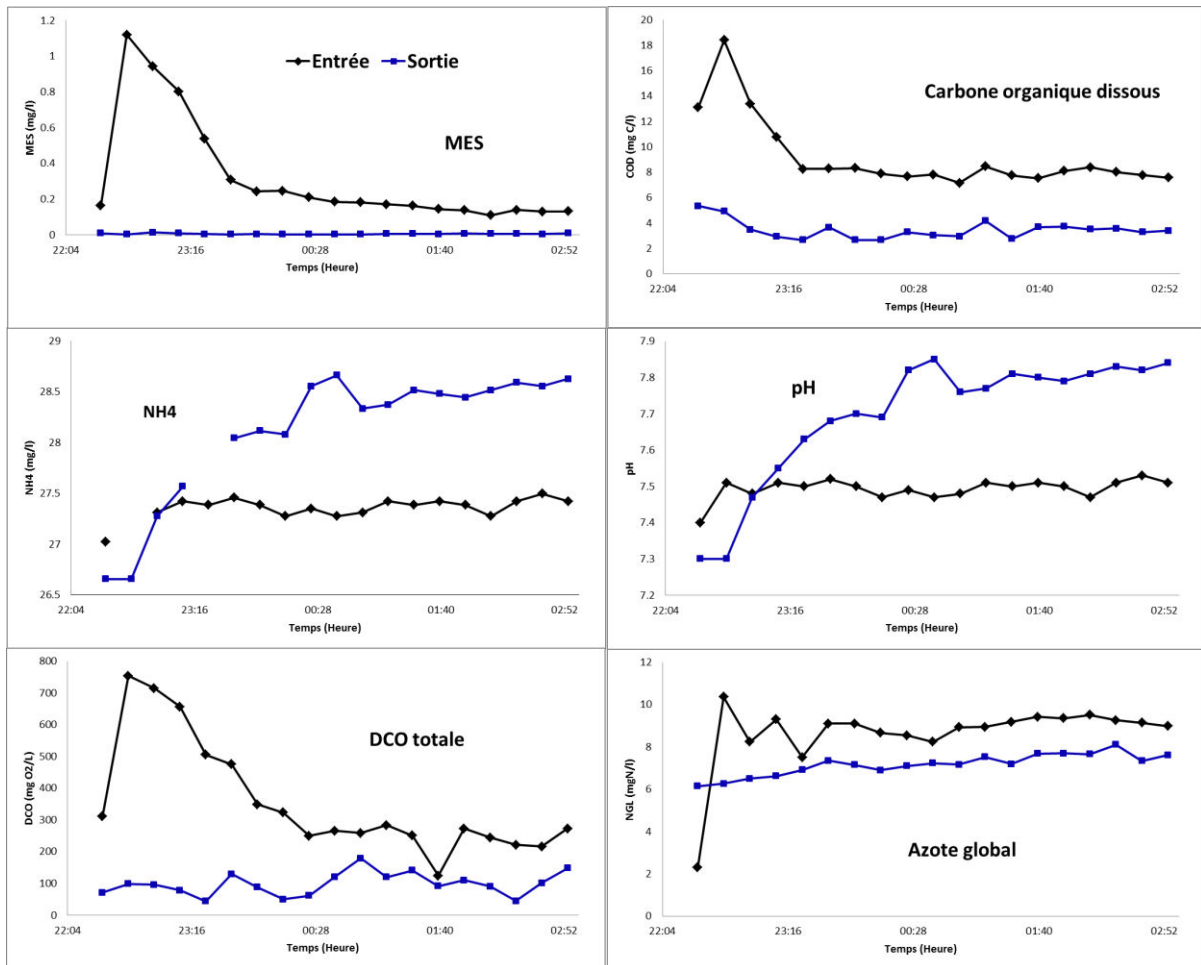


Figure III. 52 : Evolution des paramètres de pollution entre l'entrée et la sortie de l'ouvrage Keller (12/03/2012).

Après l'événement du 04/03/2012 au 05/03/2012 un suivi quotidien a été effectué sur l'azote global et le carbone organique dissous. Un prélèvement a été effectué à l'entrée des dessableurs et un autre à la sortie du décanteur (eau traitée). Les résultats obtenus sont présentés dans la Figure III.53 (A) où on voit une stabilité à l'entrée pour l'azote global. Le premier point du suivi correspond au dernier prélèvement effectué lors de l'évènement pluvieux précédemment discuté. Il varie entre 9 mg/L et 7,3 mg/L et provient principalement du ruisseau de Boudonville. Ensuite l'azote global augmente à la sortie pour atteindre 12,3 mg/L pour se stabiliser finalement après deux jours entre l'entrée et la sortie. Cette période correspond à peu près au temps de séjour dans l'ouvrage avec le débit de ruisseau de Boudonville.

Le même comportement est observé avec le carbone organique dissous (Figure III.53 B).

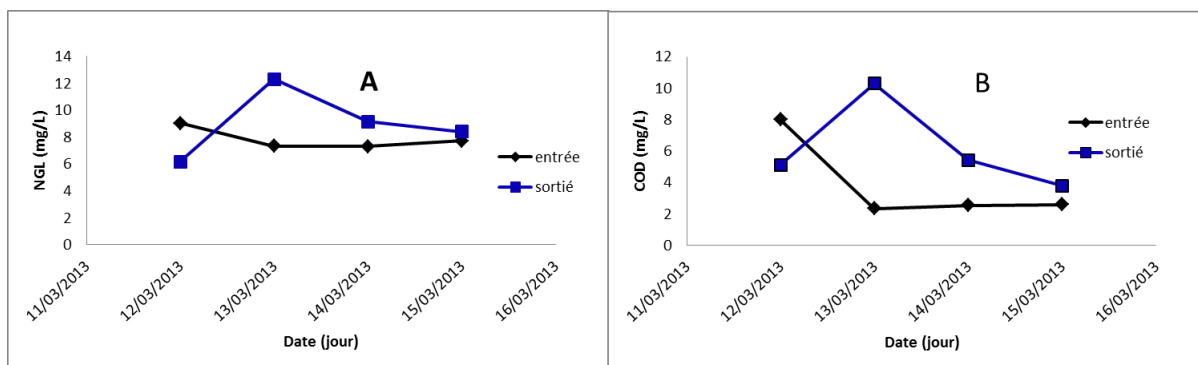


Figure III. 53 : Evolution de l'azote global (A) et le carbone organique dissous (B) dans l'ouvrage au cours du temps.

III.3.7.3 Dessableurs

L'efficacité des dessableurs dans l'élimination de la pollution a été suivie en ligne et hors ligne. Des turbidimètres ont été installés à la sortie des dessableurs à différentes profondeurs (0,2 m, 0,9 m, 1,2 m, 2,8 m (Figure III.53). Un turbidimètre a été installé à l'entrée de l'ouvrage. Cette configuration a permis de suivre le comportement des dessableurs et de voir plus clairement leurs réponses aux différents événements. En plus de ces suivis, une campagne d'analyse a été effectuée sur les dessableurs. Deux préleveurs ont été installés à l'entrée et à la sortie pour appuyer les suivis en ligne. Les résultats obtenus pour la campagne de 29/09/2012 sont présentés dans la Figure III.54.

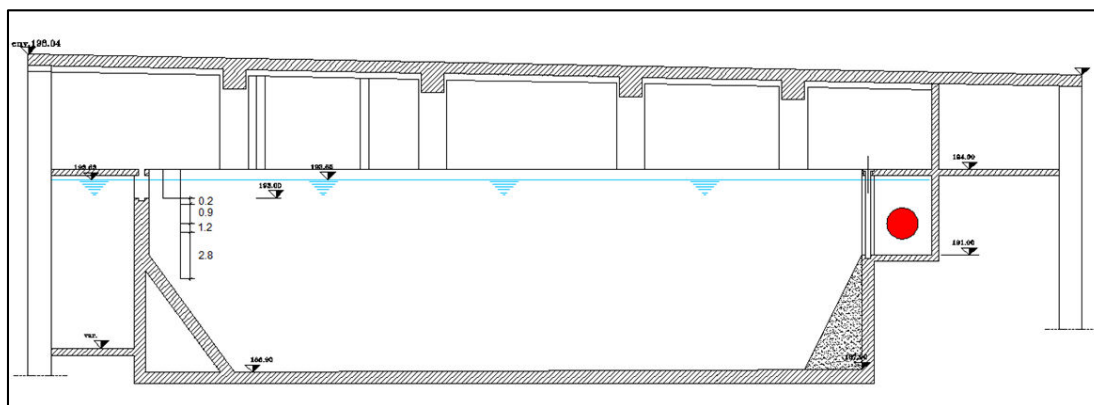


Figure III. 54 : Dessableurs et caractérisation en ligne de la turbidité (CUGN).

L'objectif de cette campagne était de voir le comportement des dessableurs et ce qu'ils peuvent apporter en termes de dépollution. Le suivi des dessableurs, présenté en Figure III.53, montre une faible atténuation de la pollution particulaire. Dans le cas de l'événement étudié les dessableurs n'arrivent pas à piéger le pic en termes de DCO totale et filtrée. Par ailleurs la turbidité est très stable entre les eaux d'entrée et de sortie des dessableurs. Sa tendance est similaire à celle des MES, mais aussi à celle de la pollution azotée (ammoniac et ammonium).

Dans le cas de l'événement étudié, l'ouvrage arrive à éliminer les deux pics de MES, mais les autres paramètres de pollution restent très stables entre l'entrée et la sortie (Figure III.55).

Par ailleurs, les sondes de turbidité installées à différentes profondeurs montrent que la turbidité ne varie pas en fonction de la profondeur et qu'elle reste identique à la turbidité de sortie, sauf pour le début de l'événement où il y a une atténuation dans les pics.

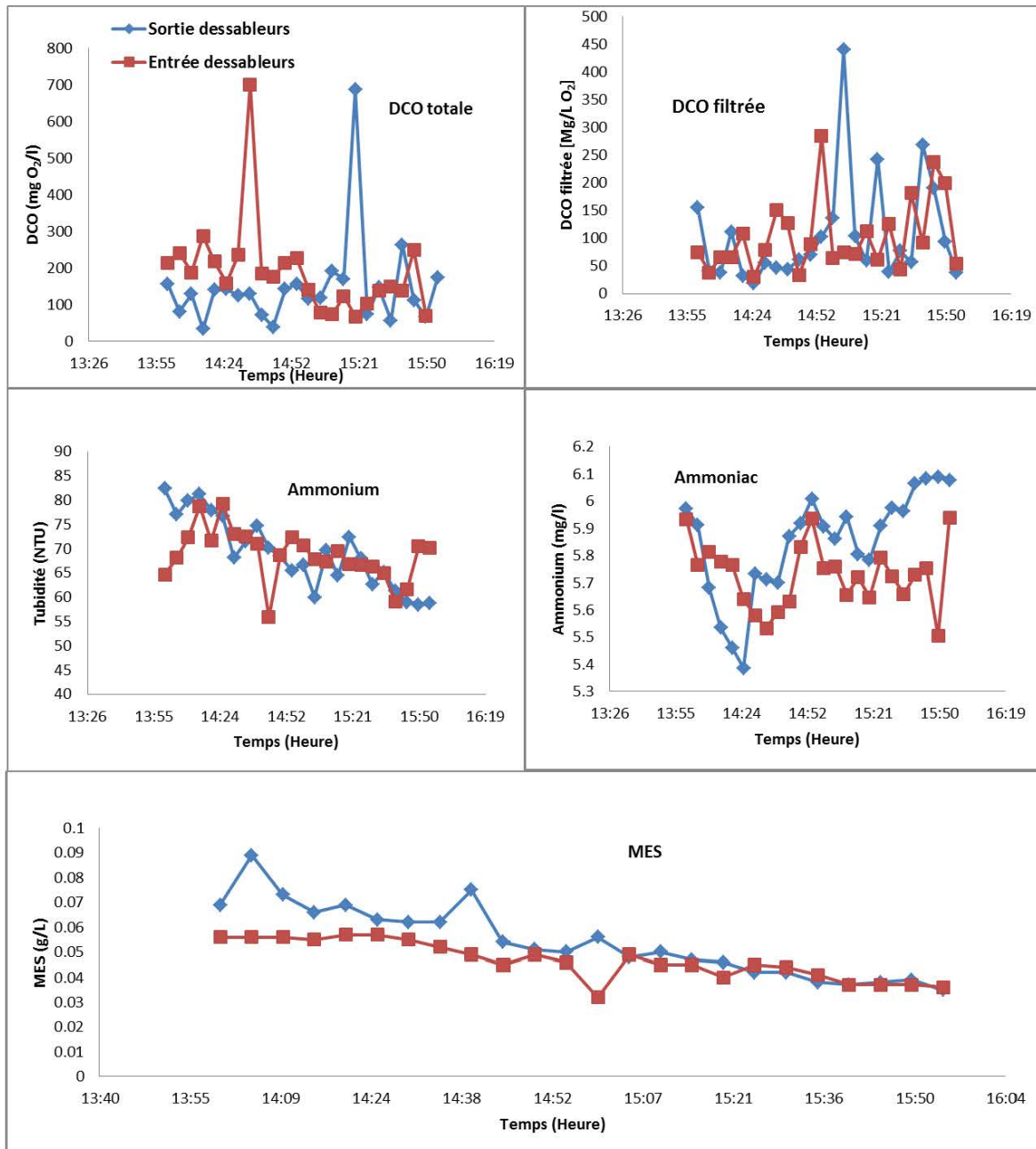


Figure III. 55 : Caractérisation des eaux entrée-sortie dessableurs (évènement du 29/09/2012).

La Figure III.56 montre la variation de l'absorbance à 254 nm entre l'entrée et la sortie des dessableurs. Elle renforce l'idée que la pollution soluble traverse l'ouvrage sans modification.

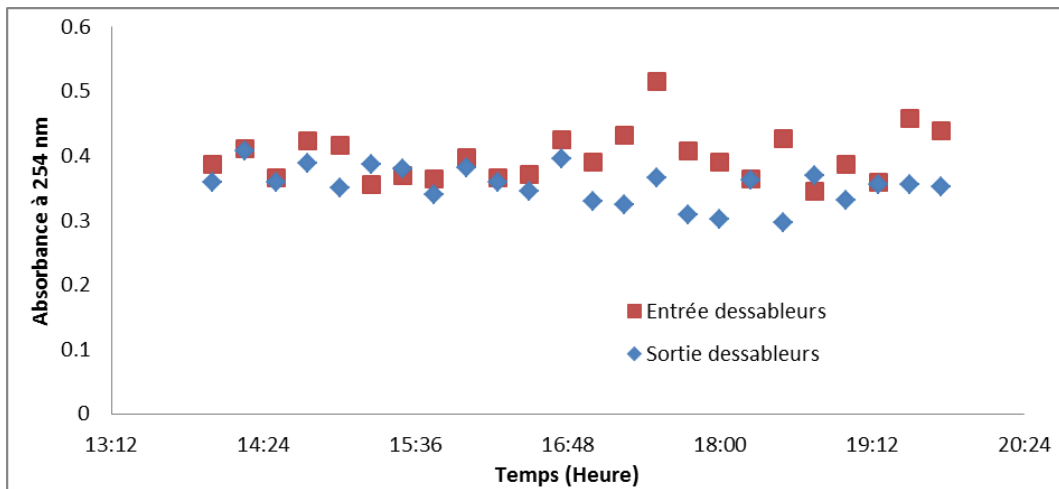


Figure III. 56 : Variation de l'absorbance à 254 entre l'entrée et la sortie des dessableurs. Evénement du 25/09/2012.

La turbidité mesurée en ligne sur les dessableurs et à différentes profondeurs montre également que l'apport de l'ouvrage unitaire est très faible (Figure III.57 et Figure III.58). Entre les eaux pluviales brutes et les eaux à la sortie, on remarque une diminution uniquement au début de l'événement ensuite la qualité ne varie pas en fonction de la profondeur.

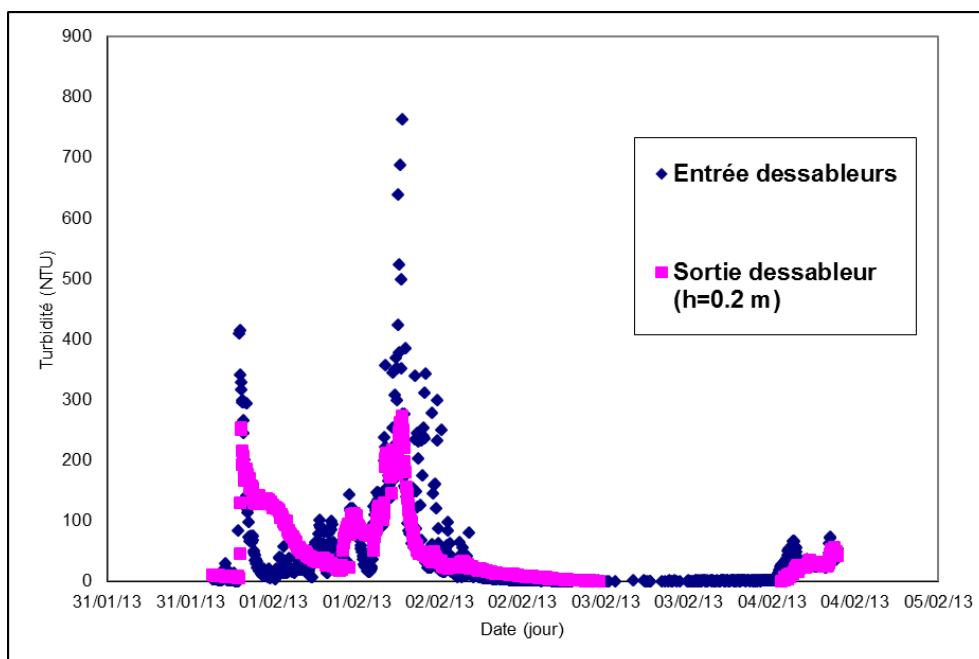


Figure III. 57 : Variation de la turbidité dans les dessableurs (entrée / sortie) entre le 31/01/2013 et le 02/02/2013.

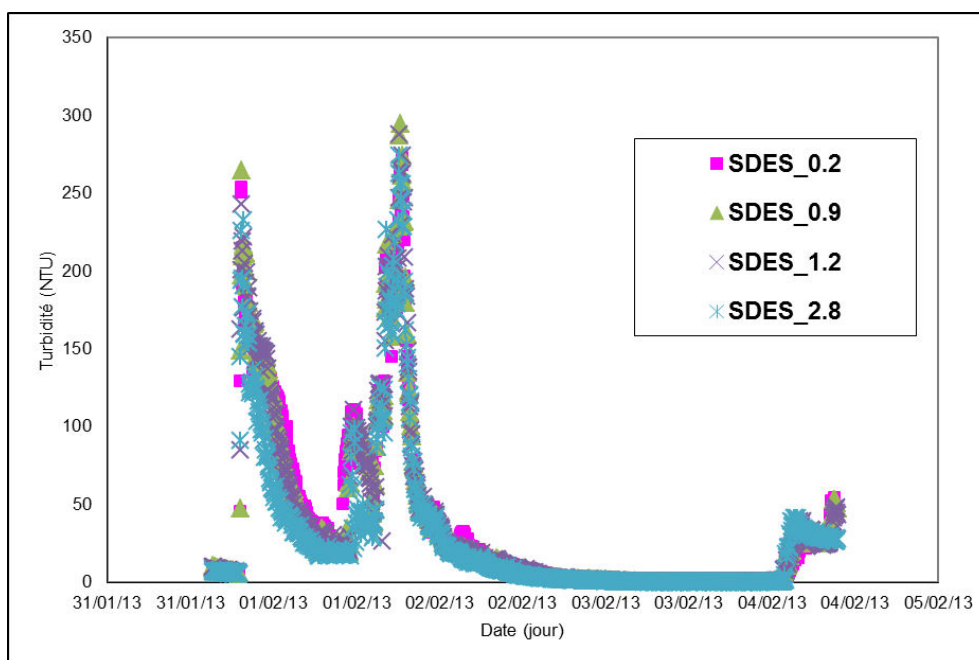


Figure III. 58 : Evolution de la turbidité dans les différentes profondeurs dans les dessableurs pour l'événement.

III.3.8 Traitement physicochimique dans l'ouvrage Keller

Comme cela a été dit précédemment l'étape de floculation-coagulation de l'ouvrage n'a jamais été mise en service, certes à cause de problèmes techniques, mais aussi parce que la conduite d'un tel ouvrage dans un contexte très variable n'est pas simple. La composition des eaux à l'entrée de l'ouvrage varie au cours de l'évènement pluvieux et cela induit théoriquement une variation de la dose de produits chimiques à injecter afin d'assurer une l'efficacité maximale. Travailler avec une dose fixe peut générer des problèmes dans le cas où l'on sous-estime ou surestime cette dose.

L'étude qui suit comporte deux objectifs distincts :

- Avoir une idée du dosage en réactifs nécessaire au cours de fonctionnement de l'ouvrage et donc déterminer une dose « optimale », c'est-à-dire la dose minimale permettant une bonne réduction de la turbidité. Cette réduction est synonyme d'élimination des matières en suspension et colloïdales.
- Voir si l'utilisation des produits agro-ressourcés peut ouvrir de nouvelles pistes de réflexion sur l'intérêt de ces produits. Dans l'affirmative voir si ils s'adaptent à la variation de la charge de la pollution sans porter préjudice à la qualité des eaux traitées et donc à celle du milieu récepteur.

Deux coagulants sont utilisés lors des essais :

- L'Hydrex 3818 est un coagulant liquide à base du tannin à 30 % de produit actif (fourni par Veolia). Le tanin utilisé provient des forêts de mimosas plantées dans des zones de prairies (pas de remplacement des forêts natives), qui sont peu gourmandes en nutriments du sol et qui produisent leur propre azote. L'extraction se fait à base d'eau à partir des revêtements extérieurs des troncs (écorces). Après une phase de polymérisation, on récupère le produit final soit en poudre, soit sous forme liquide.
- Le chlorure ferrique est un sel de fer largement utilisé dans les stations d'épuration vu son efficacité d'élimination de la pollution. Le produit que l'on a utilisé dans les tests provient dans la station d'épuration du Grand Nancy à Maxéville.

Six floculants classiques ont été utilisés : AN 923 (20 % anionique), AN934 (30 % anionique) et AN945 (40 % anionique) en version SH et VHM (hauts et très hauts poids moléculaires) entre 0,2 et 0,6 ppm en PC (produit commercial). Deux floculants agro-sourcés ont également été utilisés : l'Hydrex 3842 et l'Hydrex 3841 qui sont à base d'amidon. Les solutions mères sont préparées à 20 g/L on injecte ensuite des doses de 3 mL de cette solution mère par litre d'eau à traiter.

Coagulant	Floculant
FeCl ₃ (Produits classiques)	923SH
	923VHM
	934SH
	934VHM
	945SH
Hydrex3818 (Produits agro-sourcés)	945VHM
	Hydrex3821
	Hydrex3841
	Hydrex3842

Pour améliorer la décantation des floes lors des tests, du micro-sable est ajouté lors des expériences (Voir annexe 2). Il favorise une décantation plus rapide des floes formés. Le micro sable est utilisé dans le procédé de traitement Actiflo, où il sert à augmenter la vitesse de décantation des floes formés. Il est ensuite recyclé dans le procédé.

Les essais ont été réalisés avec un flocculateur 10409 de marque Fisher Bioblock Scientific. Pour des raisons de rareté des événements pluviaux et dans l'objectif de rester dans des eaux de même nature que celles drainées à partir du bassin versant de Boudonville, nous avons travaillé sur des eaux du ruisseau de Boudonville mélangées à des eaux résiduaires prélevées au niveau de la chambre d'entrée de la station d'épuration de Maxéville. Les eaux échantillonnées sont ensuite caractérisées. Les paramètres de cette analyse sont : pH, MES, turbidité, DCO totale et filtrée, absorbance à 254 nm et ammonium. Le taux de dilution est calculé en se basant sur l'azote ammoniacal. On prend la valeur de 15 mg/L comme la concentration approximative finale à obtenir dans les eaux mélangées.

Le protocole adopté est présenté dans l'annexe 4.

3.3.1 Résultats obtenus

- Cas du FeCl₃ avec les flocculants classiques :

Les eaux prélevées et reconstituées sont analysées et les résultats sont présentés dans le tableau III.13. La turbidité est faible dans le mélange obtenu (48 NTU) et permettra de comparer également l'effet des produits en cas de faible et de forte charge de pollution.

Tableau III.13 : Caractérisation des eaux brutes et du mélange obtenu.

Echantillon	pH	MES (mg/L)	NH ₄ ⁺ (mg/L)	Turbidité (NTU)
Eaux usées	8,24	193	47	174
Ruisseau	7,4	1,2	0,4	5
Taux de mélange	V _{eaux usées} = 25 %		V _{ruisseau} = 75 %	
Mélange	7,76	ND	17	48

Dans ce test les quantités du coagulant ajoutées sont : 30 ppm, 40 ppm, 50 ppm, 60 ppm et 70 ppm, avec un ajout de 2 ppm de floculant dans tous les cas. Le passage des eaux brutes aux eaux décantées est montré dans la Figure III.59. Les floccs formés sont de bonne taille et on arrive à les apprécier clairement. L'effet du sable ajouté est visible sur la décantation des floccs, qui y sont associés même au cours d'agitation. La décantation est rapide. Les MES ne sont plus présentes dans le surnageant. Pour voir l'efficacité du traitement sur ce dernier, on regarde également les teneurs en Carbone Organique Dissous et en Azote Ammoniacal.



Figure III. 59 : Prise de photos au cours du test.

Les résultats obtenus sont résumés dans la Figure III.60. L'abattement de la turbidité est variable d'un produit à un autre. Le 945-VHM est celui qui donne les meilleurs résultats pour des quantités de coagulant supérieures à 50 ppm. En termes de rendement sur la turbidité pour ces trois doses on obtient respectivement : 87 % 91 % et 93 %. Le 945-SH a un comportement proche du 945-VHM pour des quantités allant de 50 à 60 ppm de coagulant. Cette tendance ne se retrouve pas pour les autres concentrations du coagulant. Avec le 934-SH la turbidité décroît, mais sans atteindre les valeurs obtenues avec du 945-VHM pour faibles doses (10 ppm de coagulant). Des rendements meilleurs que ceux obtenus avec le 945-SH sont obtenus pour des concentrations supérieures à 60 ppm du coagulant.

Quant au carbone organique dissous, on a enregistré une tendance relativement croissante pour l'ensemble des floculants en fonction de la dose sauf pour le 945-SH (cela peut être une erreur de mesurage).

L'azote total reste très stable et nous avons obtenu les mêmes valeurs pour l'ensemble des doses de coagulant injectées.

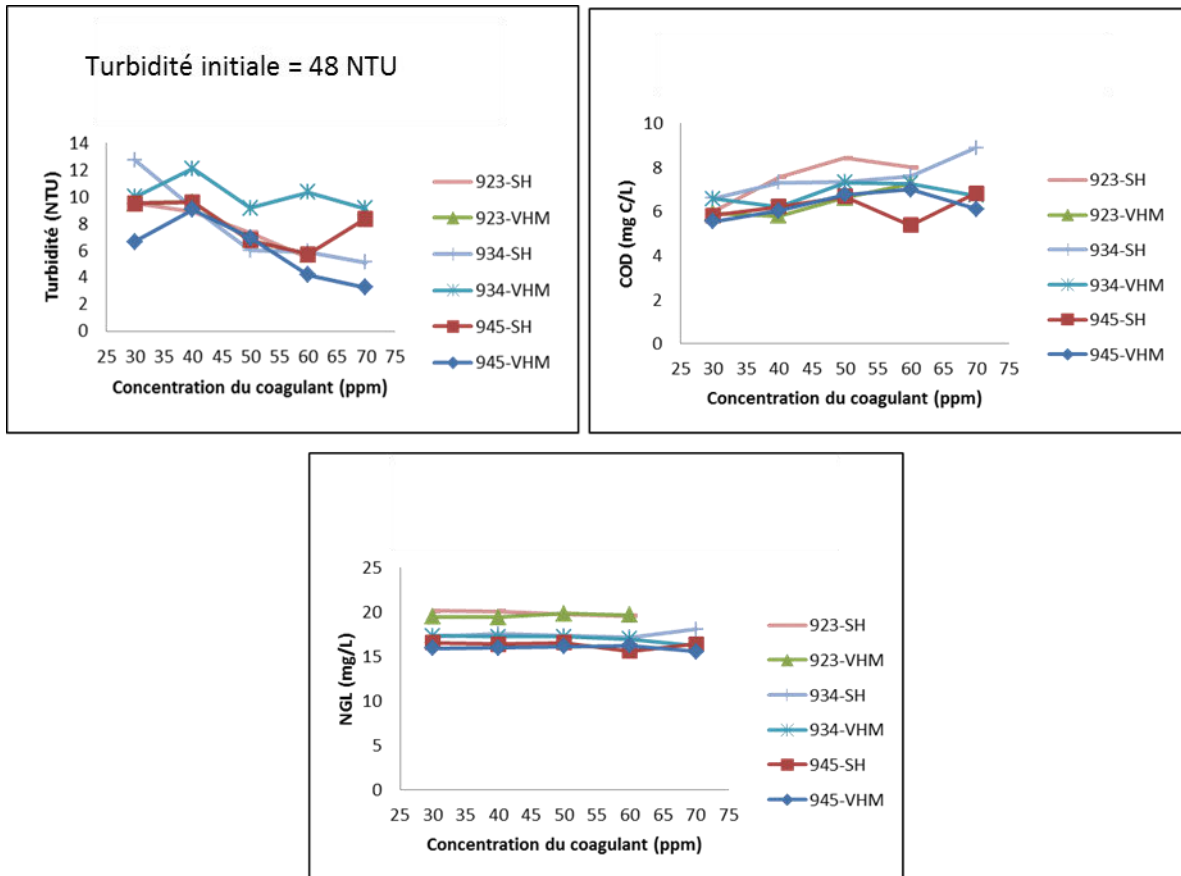


Figure III. 60 : Résultats du 19/02/2012.

Un second essai a été réalisé pour vérification. On reste pratiquement dans la même charge de pollution en azote ammoniacal, mais la turbidité passe à 76 NTU pour le même taux de mélange (tableau III.14).

Tableau III. 14 : Caractérisation des eaux brutes et le mélange obtenu.

Echantillon	pH	NH ₄ ⁺ (mg/L)	Turbidité (NTU)
Eaux usées	8,15	52	175
Ruisseau	8	0	15
Taux de mélange	V _{eaux usées} = 25 %		V _{ruisseau} = 75 %
Mélange	8,10	16	76

La Figure III.61 permet de comparer les résultats de la turbidité obtenus pour les deux réactifs, un comportement très similaire étant apprécié dans les deux cas.

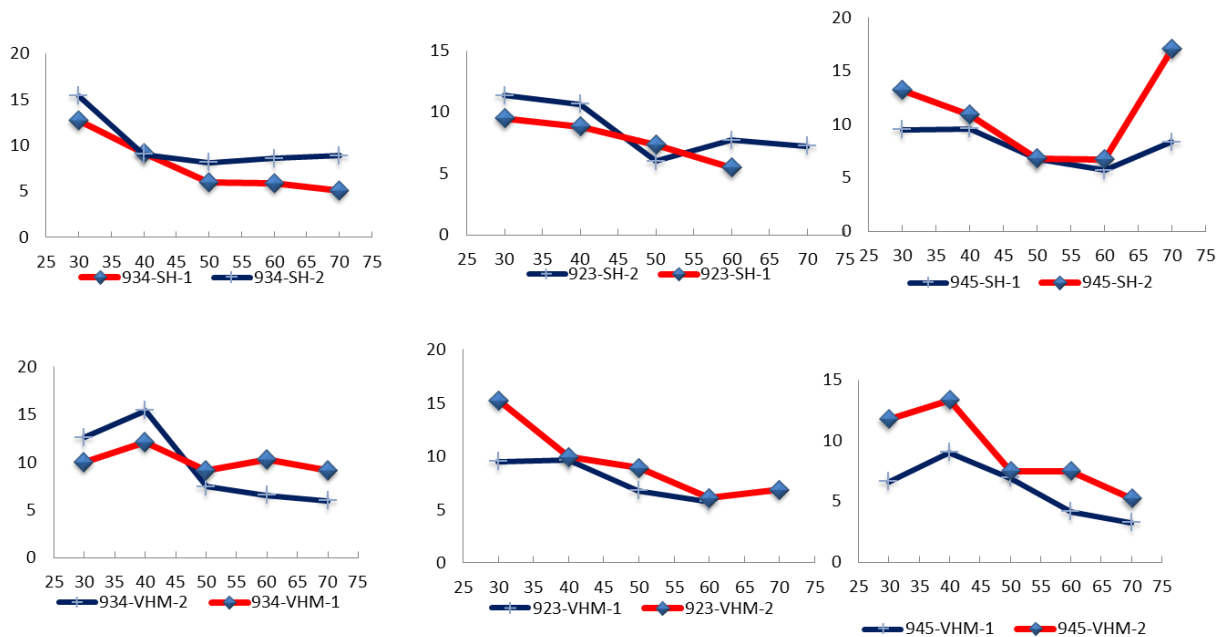


Figure III. 61 : Comparaison de la turbidité avec les différents réactifs, avec une répétition.

- Les résultats des autres combinaisons faites sont présentés dans l'annexe 6.

A la lumière des tests effectués sur la possibilité d'utiliser les coagulants / flocculants agro-sourcés et/ou les combiner avec les produits classiques dans un tel ouvrage on peut conclure que le produit $FeCl_3$ utilisé avec un flocculant classique montre un rendement d'élimination de la pollution sans augmentation de la teneur en fer dans les eaux traitées. Cependant, il est très compliqué de fixer la dose d'injection et de préparer les produits. Les doses qui donnent un bon rendement sont obtenues pour les couples $FeCl_3$ /945VHM avec une dose de 50 ppm de $FeCl_3$.

La prochaine étape des expériences est d'optimiser la dose du flocculant. Pour cela on fixe la dose du coagulant choisi à 50 ppm et on fait varier la dose des flocculants comme suis : 1ppm, 2 ppm, 3 ppm, 4 ppm, 5ppm et 10 ppm sur l'ensemble des couples possible.

- **$FeCl_3$ et l'Hydrex3818 avec les flocculants agro-sourcés**

Les eaux brutes utilisées et le mélange obtenu sont caractérisés dans le tableau III.15.

Tableau III.15 : Caractérisation des eaux utilisées.

Echantillon	pH	DCO _T	MES (mg/L)	NH ₄ ⁺ (mg/L)	Turbidité (NTU)	COD	NGL
Eaux usées	8,53	616	284	58	266	55	32
Ruisseau	8,61	50	11	0,1	19	6	9
Taux de mélange	Eaux usées : 34.1 %			Ruisseau : 65.9 %			
Mélange		298	172	21	105	25	17

Dans la Figure III.62 sont présentés les résultats obtenus pour les paramètres : turbidité, carbone organique dissous (COD), azote total (NGL) et DCO totale. L'abattement de la turbidité est variable pour les trois flocculants verts (Hydrex3821, Hydrex3841 et Hydrex3842) L'Hydrex3842 à une dose de 2 ppm élimine le maximum de turbidité (60 %). Par ailleurs, le carbone organique dissous augmente avec la dose : cela est dû à la nature du flocculant qui ajoute de la matière organique dans la solution. Pour 1 ppm on élimine 36 % de la COD, mais on observe une augmentation de 100 % pour 10 ppm.

L'azote est stable pour l'ensemble des doses : il passe de 17 mgN/L à 23 mgN/L. Quant à la DCO totale, le meilleur abattement est obtenu avec l'Hydrex3842 pour une dose de 3 ppm.

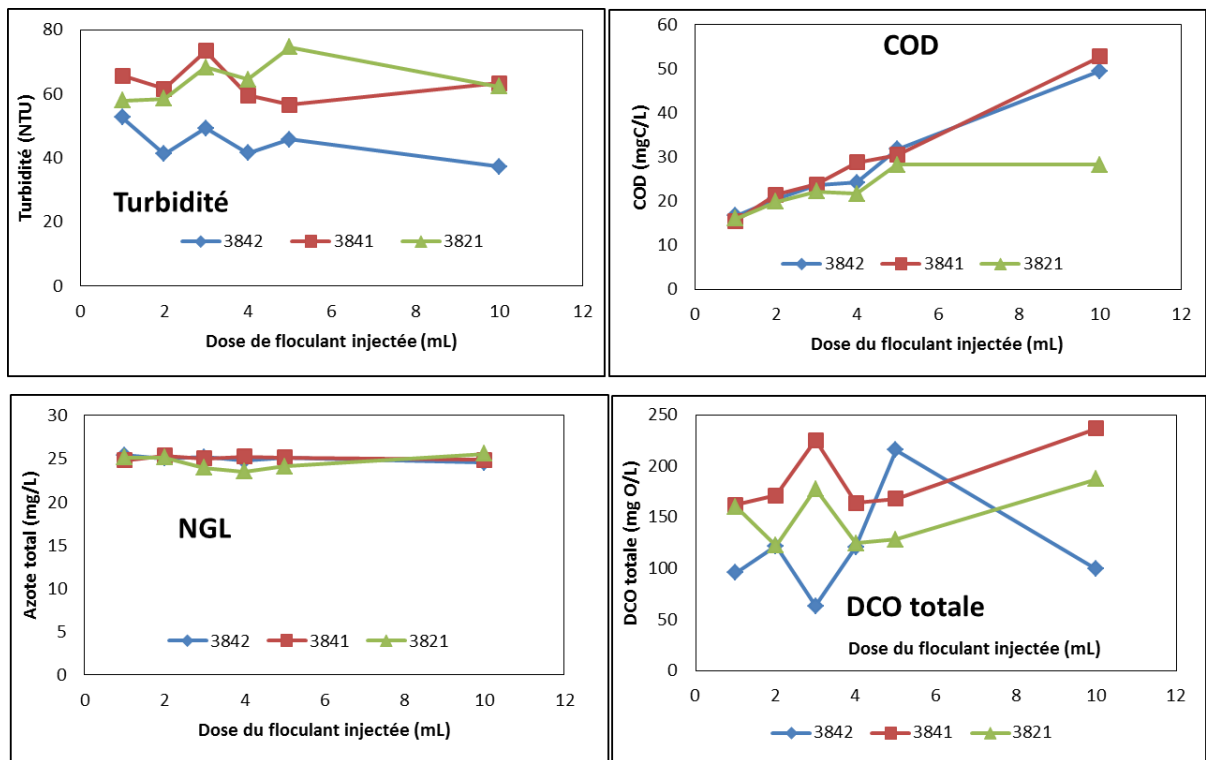


Figure III. 62 : Essai du 18/03/2013 : FeCl3 (50 ppm) avec flocculants verts.

Il est important de tester l'efficacité du couple FeCl3/3842, Hydrex3818/945VHM dans le cas d'une forte charge. Pour cela nous avons effectué des tests sur des eaux prélevées en amont du bassin versant urbanisé « Clairlieu » (réseau séparatif donc avec des eaux urbaines très concentrées en pollution). Dans le tableau III.16 sont montrées les différentes combinaisons testées avec les charges obtenues.

Essai : FeCl3/Hydrex 3842, Hydrex3818/945VHM

Tableau III.16 : Essai du 09/04/2013 : FeCl3/3842, Hydrex3818/945VHM.

Echantillon	pH	DCO _T	NH ₄ ⁺ (mg/L)	Turbidité (NTU)	COD	NGL
Eaux usées : 6	8,25	840	50	241	129	54
Ruisseau	8,64	87	3	21	5	6
1 : 50/50				131	53	28
2 : 60/40				158	70	34
3 : 70/30				178	83	38
4 : 80/20				204	98	43
5 : 90/10				225	113	49

Pour les trois paramètres suivis (turbidité, COD et azote) les résultats sont présentés dans la Figure III.63. La turbidité est le seul paramètre qui varie dans les deux cas avec un meilleur abattement dans le cas de l'Hydrex3818-945VHM. Pour le carbone organique et l'azote dissous ce même couple se comporte de la même façon que le couple FeCl₃/Hydrex3842.

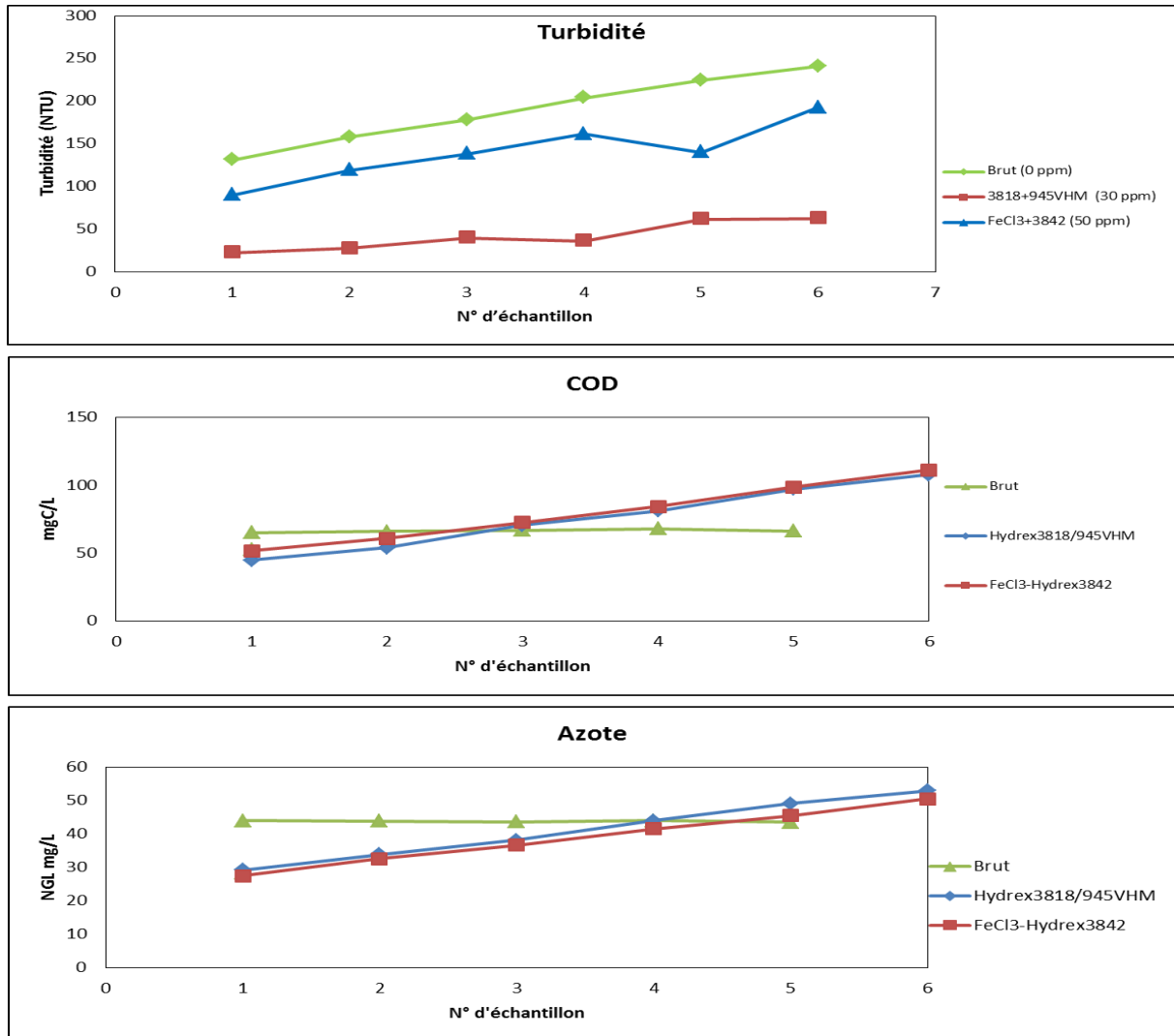


Figure III. 63 : FeCl₃/Hydrex3842, Hydrex3818/945VHM.

Dans le tableau III.15 est quantifiée l'efficacité de traitement pour chaque paramètre. L'Hydrex3818/945VHM élimine 80 % de la turbidité tandis que 36 % uniquement sont éliminés avec FeCl₃/Hydrex3842. Pour le carbone organique dissous dans les deux cas on élimine 13 % et 14 % en moyenne pour les deux premiers échantillons et on rajoute 25 % en moyenne pour les quatre derniers échantillons. L'azote est éliminé à 26 % en moyenne dans les deux cas pour les trois premiers échantillons et augmenté de 11 % pour Hydrex3818-945VHM et de 5 % FeCl₃/Hydrex3842 pour les deux derniers échantillons.

Tableau III.17 : Pourcentage d'augmentation et diminution pour les trois paramètres.

Numéro	Hydrex3818-945VHM			FeCl ₃ /Hydrex3842		
	Turbidité	COD	N	Turbidité	COD	N
1 : 50/50	-83 %	-15 %	-36 %	-31 %	-20%	-36%
2 : 60/40	-82%	-11%	-25%	-25 %	-8%	-25%
3 : 70/30	-87%	+2%	-16%	-22%	+3%	-15%
4 : 80/20	-82%	+24%	0 %	-21%	+24%	+5%
5 : 90/10	-72%	+50%	+11%	-38%	+50%	+5%
6 : eaux usées	-74%	ND	ND	-20%	ND	ND

A l'issue des expériences effectuées avec le Jar test on conclut que les produits classiques utilisés dans la station d'épuration de Maxéville donnent un bon rendement de l'élimination des différentes composantes de la pollution suivies lorsqu'on connaît la dose à injecter avec une dose de fer résiduaire très faible à la fin de traitement :

Dose du coagulant (FeCl ₃)	Concentration en fer résiduaire
40 mg/L	0,87 mg/L
50 mg/L	1,37 mg/L
60 mg/L	0,71 mg/L

Cependant, dans le cas de l'ouvrage Charles Keller, la variation de la charge de pollution à l'entrée rend impossible une bonne estimation des doses à injecter (coagulant et floculant). A cela s'ajoute la durée de préparation des produits (préparation sur place), ce qui laisse un temps très limité pour intervenir lors de la mise en service de l'ouvrage. Les coagulants agro-ressourcés peuvent être une alternative pour ces contraintes de gestion. Leur avantage est que ce sont des produits prêts à utiliser. Cependant, le fait que les produits ajoutent de la pollution organique dans les eaux traitées peut poser un problème au milieu naturel. Il faudrait optimiser le dosage des produits agro-ressourcés pour limiter cet effet secondaire.

III.3.9 Modèle de la floculation-coagulation

La partie coagulation/floculation dans le modèle intervient entre la sortie des dessableurs et les décanteurs. Le module reçoit les eaux qui proviennent des dessableurs et les eaux recyclées des décanteurs (Figure III.64).

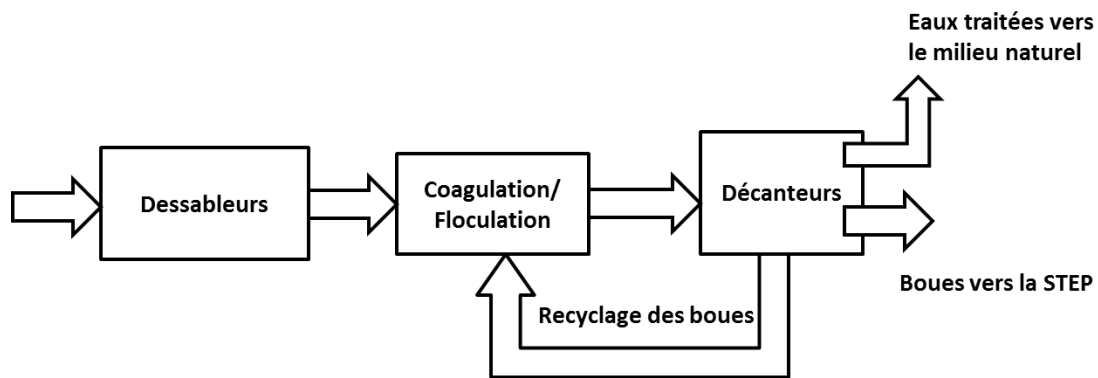


Figure III. 64 : Schématisation du bloc du coagulation floculation dans le model.

On modélise la transformation des MES à faible vitesse de décantation (col : colloïdale) en MES à vitesse de décantation importante (part : particulaire). Dans cette optique on définit deux taux de transformation, un pour la transformation des « col » en « part » et un autre pour la transformation des « sol : soluble » en « part ». En l'absence de modèle sur la coagulation, on fait l'hypothèse simple que le taux de transformation est proportionnel à la concentration de MES (sous forme 'sol' ou 'col') et à la concentration de coagulant (et/ou floculant). On a :

$$\text{Taux de transformation (col-part)} = a \cdot [\text{col}] \cdot [\text{coagulant}] + b \cdot [\text{col}] \cdot [\text{polymère}]$$

$$\text{Taux de transformation (sol-part)} = c \cdot [\text{sol}] \cdot [\text{coagulant}] + d \cdot [\text{sol}] \cdot [\text{polymère}]$$

Les constantes a, b, c, et d sont prises égales à un par défaut. On ne peut pas les caler sur le fonctionnement réel car cette partie n'a jamais fonctionné lors des événements qui ont mis en fonctionnement l'ouvrage. La dose du coagulant / floculant est injectée avec un débit fixe lors de la simulation.

Le modèle de Takács est appliqué également au décanteur pour l'estimation des vitesses de décantation. Les paramètres utilisés sont les paramètres de décantation des boues activées de BSM2 :

Paramètre	Unité	valeur
V_0	m/j	19,75
V_{0p}	m/h	10,417
r_h	m^3/g	0,000576
r_p	m^3/g	0,00286
f_{ns}		0,00228

Dans le décanteur quatre composantes sont susceptibles de décanter (sand, part, col et sol). Les vitesses de décantation sont présentées dans la Figure III.65.

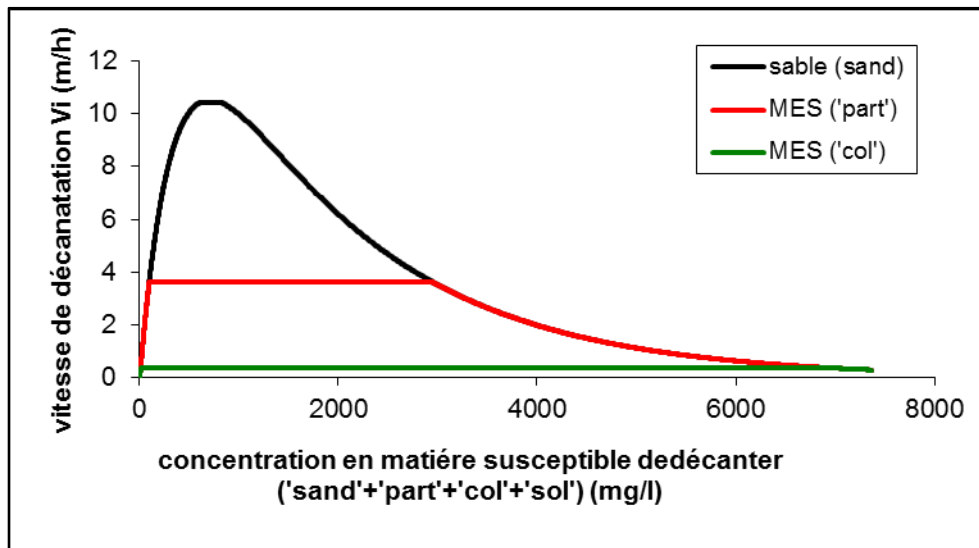


Figure III. 65 : Vitesse de décantation des MES et du sable dans les décanteurs en fonction de la concentration.

III.3.10 Transformation des variables

Le modèle d'Infoworks CS prédit l'évolution des paramètres (DCO, MES et espèces azotées) de la pollution à la sortie du bassin versant de Boudonville. Les variables d'entrée pour le modèle de l'ouvrage Keller sont différentes.

Pour effectuer cette transformation de variables, on se base sur les résultats obtenus à partir de la caractérisation des eaux dans l'ouvrage Keller et les campagnes avec le protocole VICAS.

La masse décantée durant les quatre premières minutes dans la colonne VICAS correspond à 9 % et elle est supposée représenter la portion des particules les plus lourdes, c'est-à-dire les sables :

$$sand = 0,09 \cdot MES \quad \text{Eq. 55}$$

D'autre part :

$$MES = part + sand + col \quad \text{Eq. 56}$$

Cela implique :

$$part + col = 0,91 \cdot MES \quad \text{Eq. 57}$$

Par ailleurs, après 24 heures de décantation dans la colonne VICAS, la partie de la pollution qui y reste est de 3,6 % de la masse totale et elle correspond à la partie colloïdale.

$$coll = 0,036 \cdot MES \quad \text{Eq. 58}$$

D'autre part on a, à partir de la DCO :

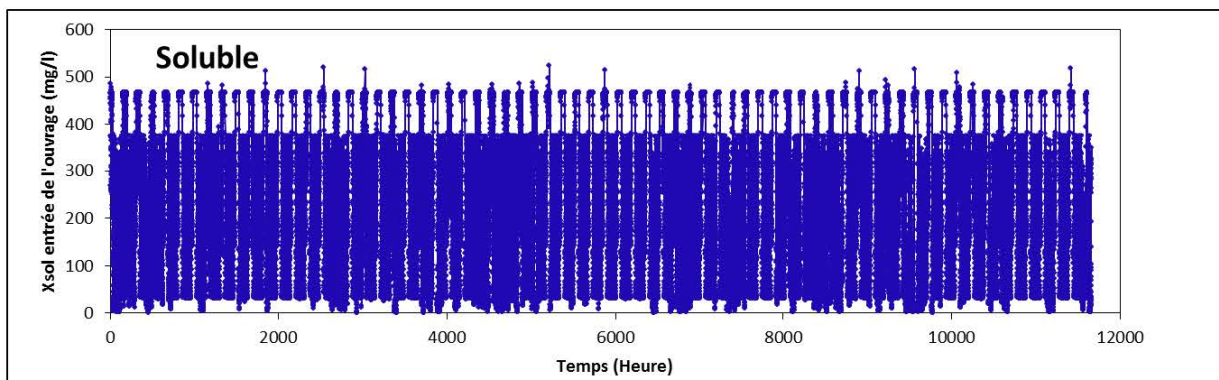
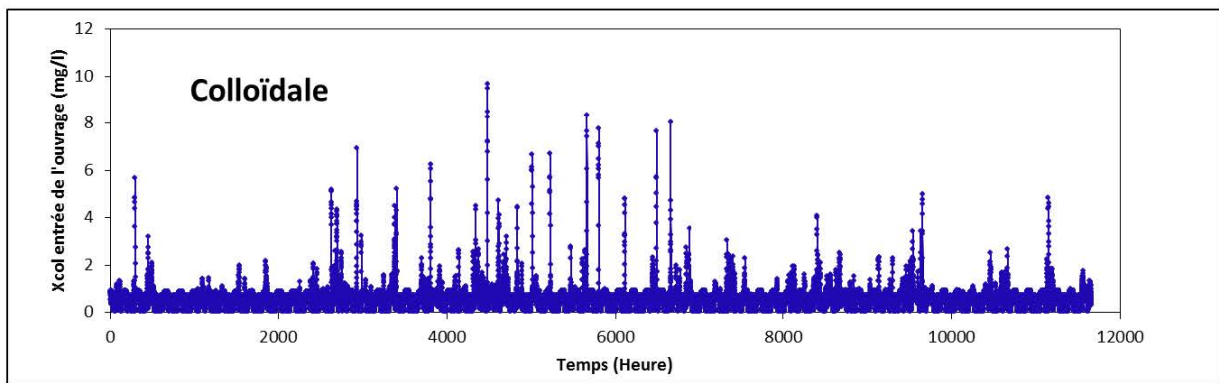
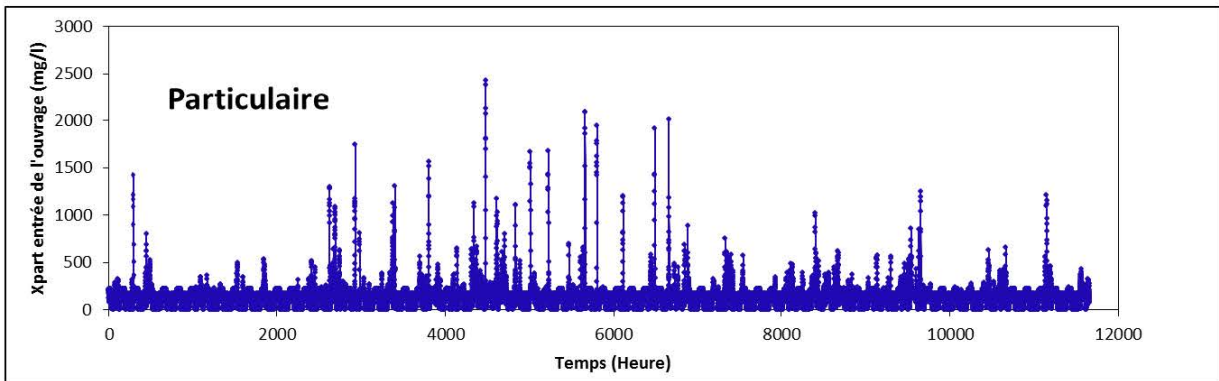
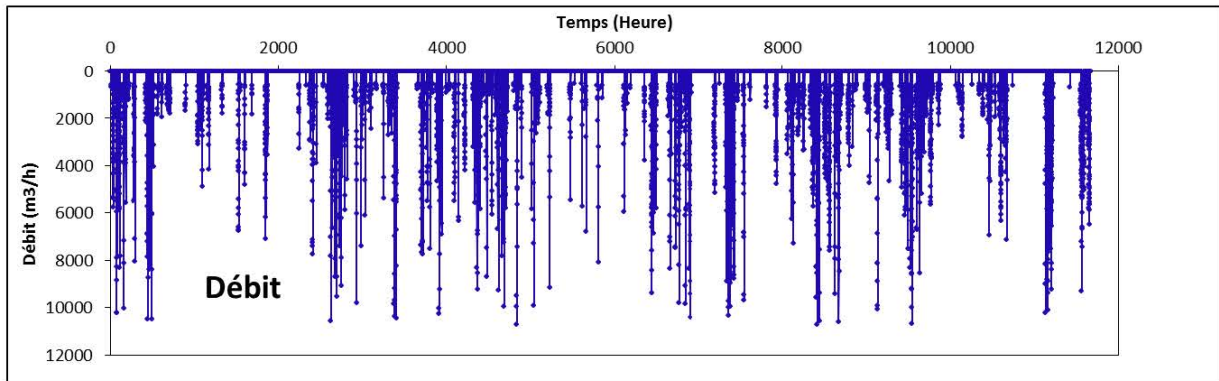
$$DCO_{totale} = part + col + sol \quad \text{Eq. 59}$$

Infoworks CS donne la fraction totale et soluble de la DCO.

A partir des données de suivi de la qualité des eaux à l'entrée de la station d'épuration de Maxéville, on a obtenu le rapport $\frac{NH_4}{NTK} = 0,67$ qui permet d'estimer l'azote total à partir de l'azote ammoniacal.

Les résultats obtenus pour les cinq paramètres (sol, col, sand, part et snh) à l'entrée du bassin Keller pour la période du 01/01/2012 au 31/04/2013 sont présentés dans la Figure III.68.

Le débit est plafonné à 3 m³/s, ce qui correspond à la capacité maximale de l'ouvrage. 0,150 m³/s est envoyé en permanence à la STEP. Lorsque le débit est supérieur à 3 m³/s, le surplus est envoyé directement à la Meurthe sans traitement par un déversoir d'orage.



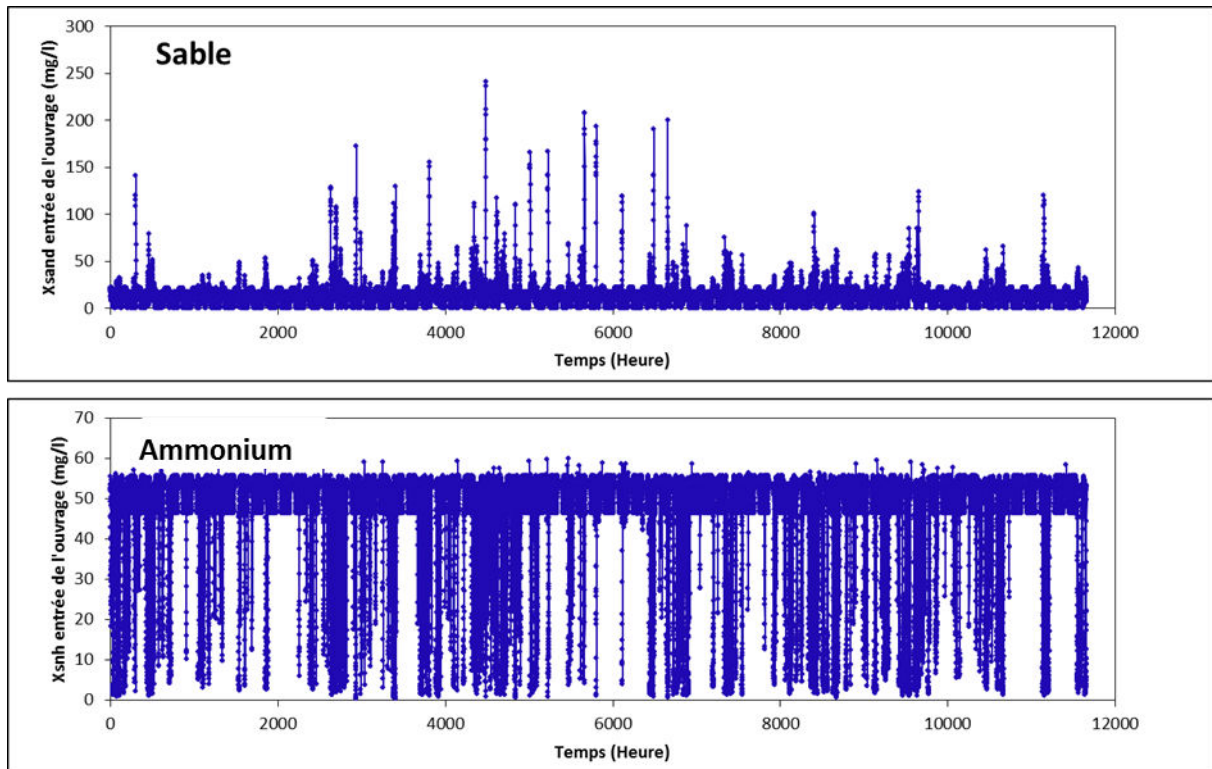


Figure III. 66 : Paramètres de pollution à l'entrée de l'ouvrage Charles Keller.

III.3.11 Implémentation du modèle du bassin

Le modèle est codé en Fortran et les équations différentielles sont résolues par la méthode Runge-Kutta d'ordre 4, avec un pas d'intégration fixe de 0,005 heures. L'ouvrage est considéré comme vide au début de la simulation, mais aucune vidange n'est simulée entre les évènements pluvieux.

III.3.12 Résultats obtenus

Le modèle de l'ouvrage Charles Keller permet de suivre l'évolution des paramètres de pollution (col, part, sand, sol et snh). Les résultats présentés correspondent à l'ensemble de la période de simulation (de 01/01/2012 au 31/04/2013).

La partie sable (sand) dans les dessableurs est la plus retenue et le modèle est en accord avec les résultats obtenus lors de la caractérisation des dessableurs (les particules du sable sont supposées décanter dans le modèle avec une vitesse fixe de 50 m/h) (Figure III.69). Les variations de pollution particulaire subissent une atténuation importante due à l'hydraulique avec le piégeage de la majorité des pics qui correspondent au début des événements.

La pollution soluble reste relativement importante à la sortie des dessableurs selon les résultats de simulation obtenue. La pollution azotée (snh) reste stable, puisqu'il n'y a pas de

réaction : elle se comporte comme un traceur inerte. Sa valeur oscille entre 10 mg/L et 20 mg/L.

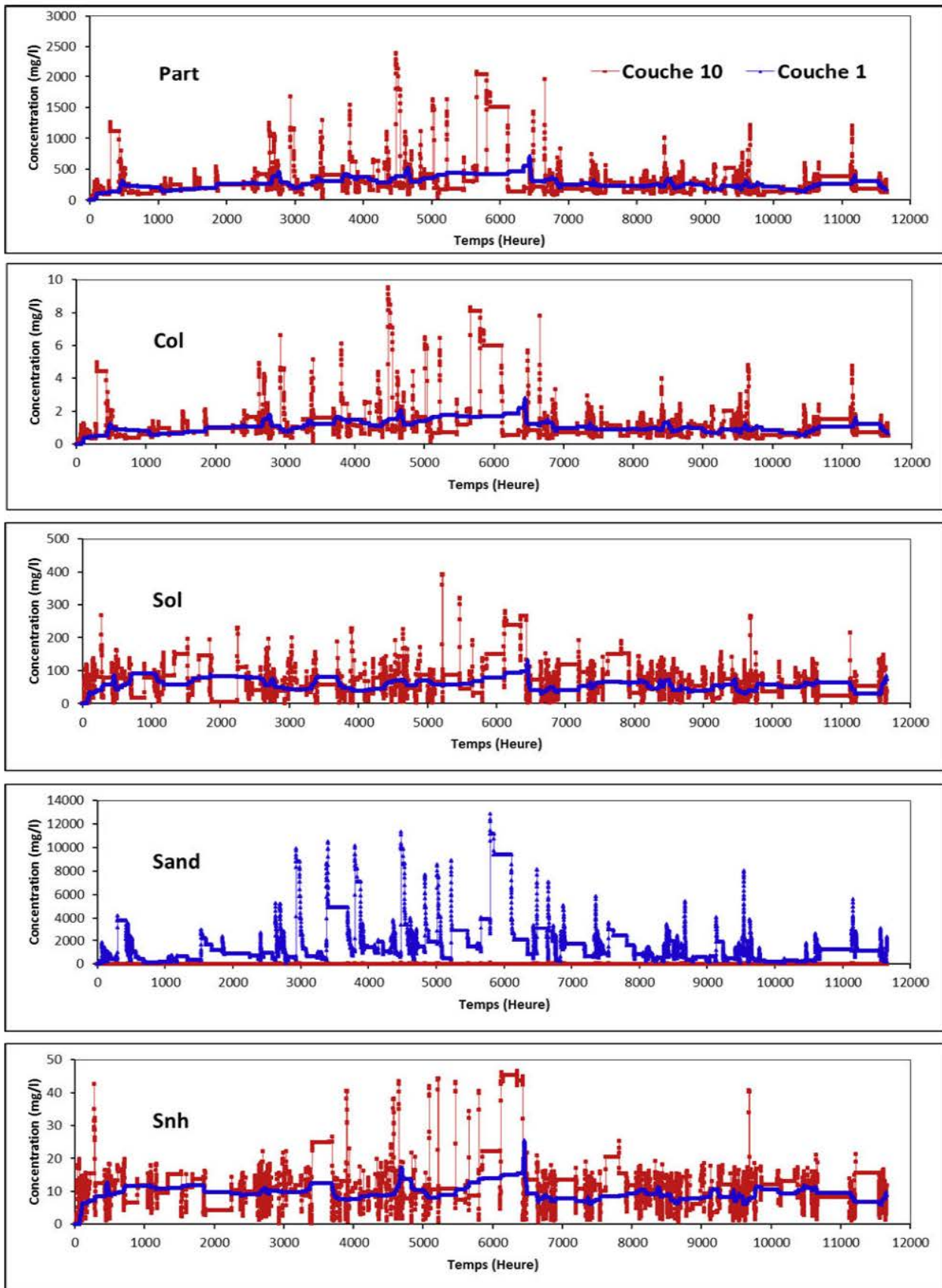


Figure III. 67 : Comparaison des variables de pollution entre la première (bas des dessableurs) et le dixième couche (haut des dessableurs) dans les dessableurs.

Dans la Figure III.68 sont comparées les différentes composantes de la pollution entre la première et la dixième couche dans les dessableurs. Les pollutions soluble et ammoniacale sont les seules à ne pas subir de fort abattement. Pour l'azote ammoniacal, les moyennes entre la première et la dixième couche sont respectivement 7 mg/L et 4 mg/L. La moyenne de la pollution soluble est 32 mg/L pour la première couche et 37 mg/L pour la dixième couche (eaux traitées). Pour les autres paramètres, on observe une réduction très importante de la charge entre les deux couches.

De plus, l'évolution du sable dans les 10 couches des décanteurs est présentée dans la figure III.69.

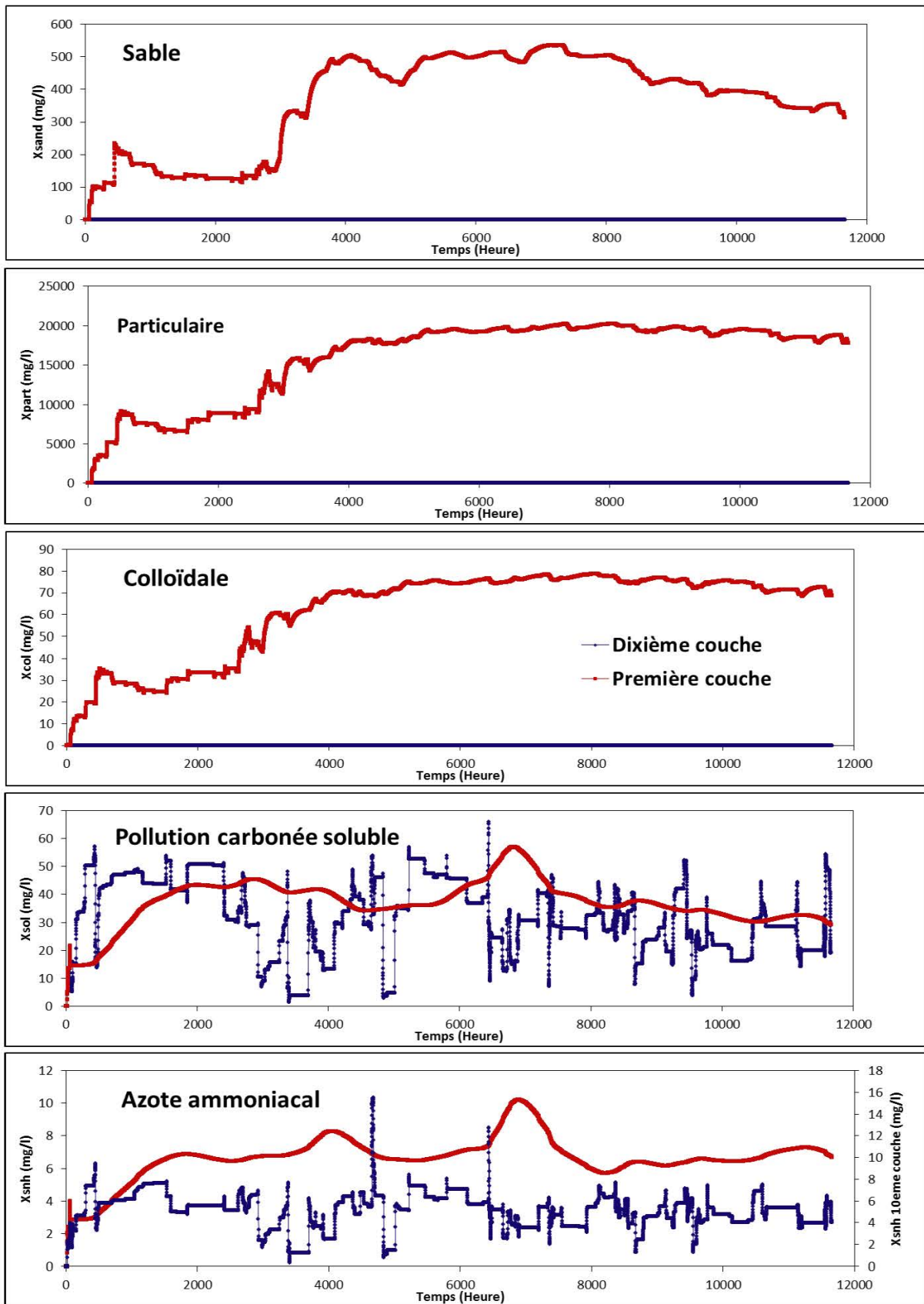


Figure III. 68 : Comparaison des variables de pollution dans le décanteur entre la première (fond du décanteur) et le dixième couche (eau traitée).

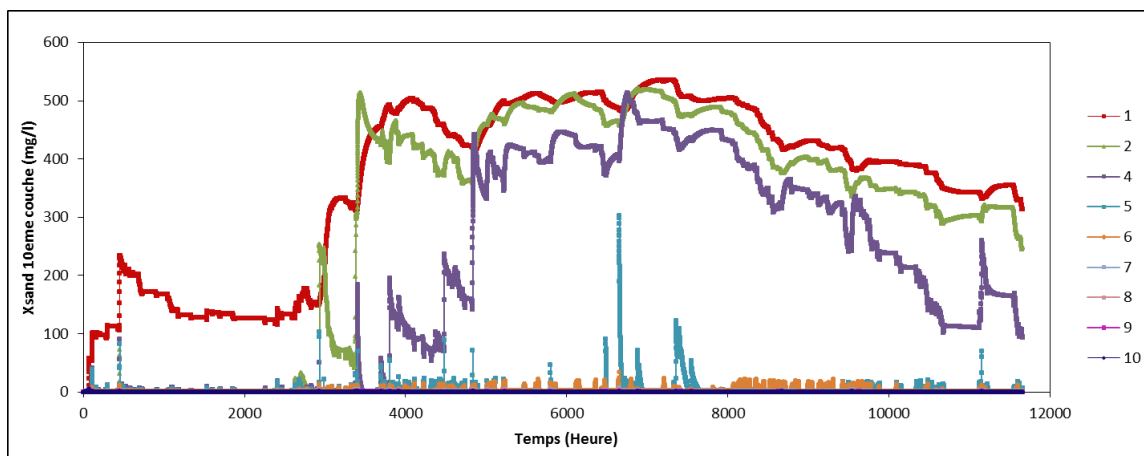


Figure III. 69 : Variable sable dans le décanteur pour les 10 couches.

Les différentes composantes de la pollution entre l'entrée de l'ouvrage (eaux brutes) et la sortie de l'ouvrage (eaux traitées) sont comparées dans la Figure III.70. Les moyennes de chaque variable entre l'entrée de l'ouvrage et la sortie sont présentées dans le tableau III.18. On remarque que la qualité des eaux à la sortie est quasiment acceptable en termes de normes de rejet dans le milieu récepteur (dont les normes en concentration sont : MES < 35mg/L, DCO < 125 mg/L, DBO₅ < 25 mg/L)¹⁸ (Guide de l'eau, mis à jour Juillet 2009).

Tableau III.18 : Moyenne des valeurs de la pollution sur la période de simulation entre l'entrée et la sortie de l'ouvrage Keller.

	Part (mg/L)	Col (mg/L)	Sol (mg/L)	Sand (mg/L)	Snh (mg/L)
entrée	142	0,6	247	14,1	46,5
sortie	2,1	0,01	31,5	0,04	5,1

¹⁸ http://www.lorraine.developpement-durable.gouv.fr/IMG/pdf/theme13_cle2a19b9.pdf

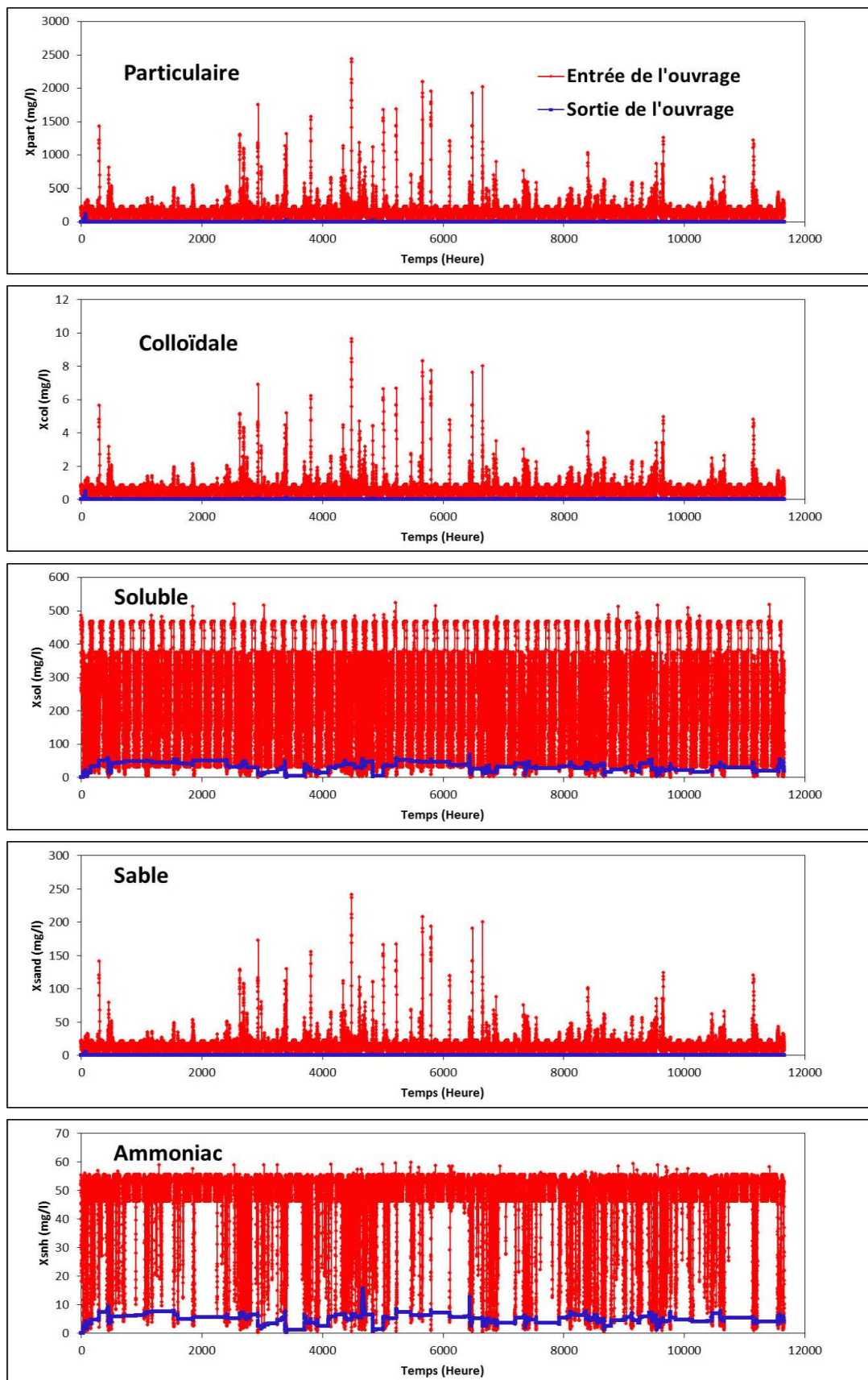


Figure III. 70 : Comparaison des cinq variables entre l'entrée de l'ouvrage et la sortie.

La simulation de l'ouvrage Keller dans le cadre de cette étude permet une vision d'ensemble sur l'ouvrage sous les conditions et les hypothèses imposées en amont. Elle permet aussi de voir l'impact des rejets sur la station d'épuration. Les résultats montrent d'abord qu'une partie importante de la pollution particulaire est retenue dans les dessableurs. Il a été montré dans les campagnes d'analyse des dessableurs qu'une partie soluble de la pollution décante avec les sables, mais elle reste très faible. Dans le modèle, le canal n'est pas pris en compte (Figure III.20). Or les conditions hydrauliques de l'écoulement dans le canal font de ce dernier un ouvrage élémentaire, car on y trouve des dépôts importants, mais également une remise en suspension des particules décantées lors de la mise en marche de l'ouvrage. Cela se traduit par l'apparition de deux pics au début de l'événement. Le premier pic de pollution correspond à l'arrivée des eaux dans l'ouvrage et le second à la sortie du canal (apprécié grâce aux sondes de turbidité installé en amont des chambres d'injection des réactifs). Dans notre cas nous avons considéré lors de la simulation que l'ouvrage était vide au début de la simulation et qu'il n'était pas vidé au cours du fonctionnement.

III.4 Station d'épuration

III.4.1 Introduction

La station d'épuration du Grand Nancy en aval du bassin Keller fonctionne selon un procédé particulier (Biolift®). Elle est alimentée non seulement à partir d'eaux résiduaires urbaines, mais aussi à partir d'eaux résiduaires agroalimentaires (brasserie). On ne dispose pas d'un modèle de cette installation. Pour évaluer l'effet d'un traitement en ligne des eaux pluviales dans un ouvrage tel que le bassin Keller, il a été décidé d'utiliser le modèle d'une installation plus classique (nitrification avec pré-dénitrification), tel qu'on le trouve dans le Benchmark Simulation Model n°2 (BSM2) (Alex et al., 1999, 2003).

Dans l'environnement BSM (Benchmark Simulation Model), on dispose d'un système complet de traitement (filière « eau » et filière « boues »), d'un modèle pour chaque unité, de fichiers décrivant l'évolution du débit et de la composition des eaux résiduaires et de critères pour l'évaluation de la performance.

Le cœur de la station d'épuration (initialement développé sous le vocable de BSM1) est un réacteur biologique à boues activées avec cinq compartiments, trois aérés et deux en anoxie, où ont lieu les phénomènes de nitrification et de prédénitrification et un décanteur secondaire (Figure III.71).

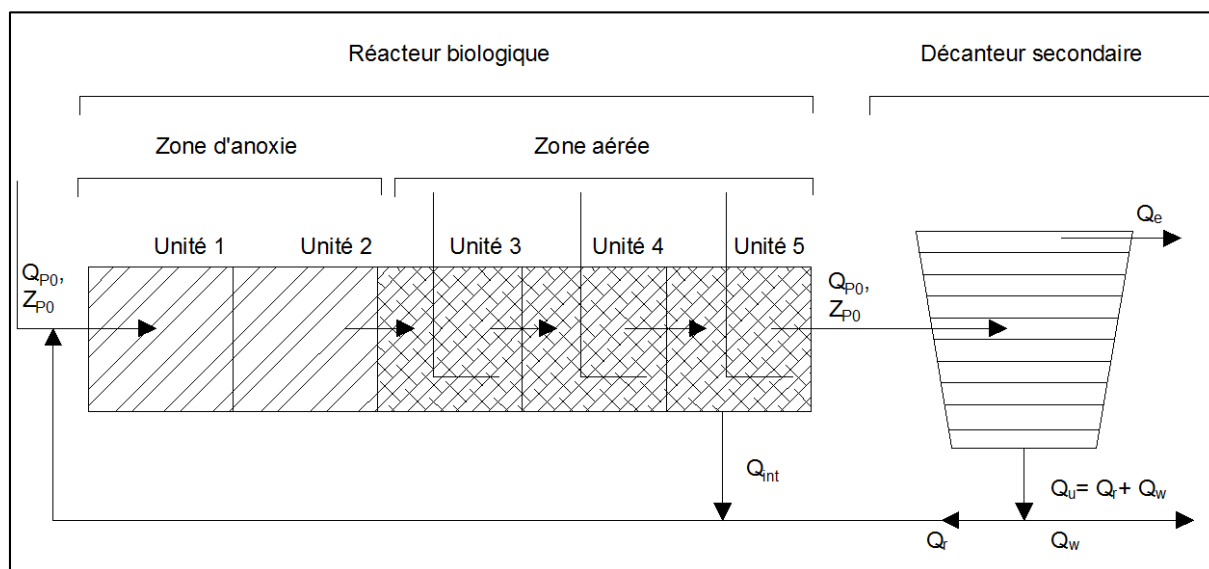


Figure III. 71 : BSM1

BSM2 comprend un décanteur primaire, le traitement biologique précédemment décrit, une unité d'épaississement des boues, un digesteur pour les boues primaires et secondaires épaissies et une unité de déshydratation (Figure III.72).

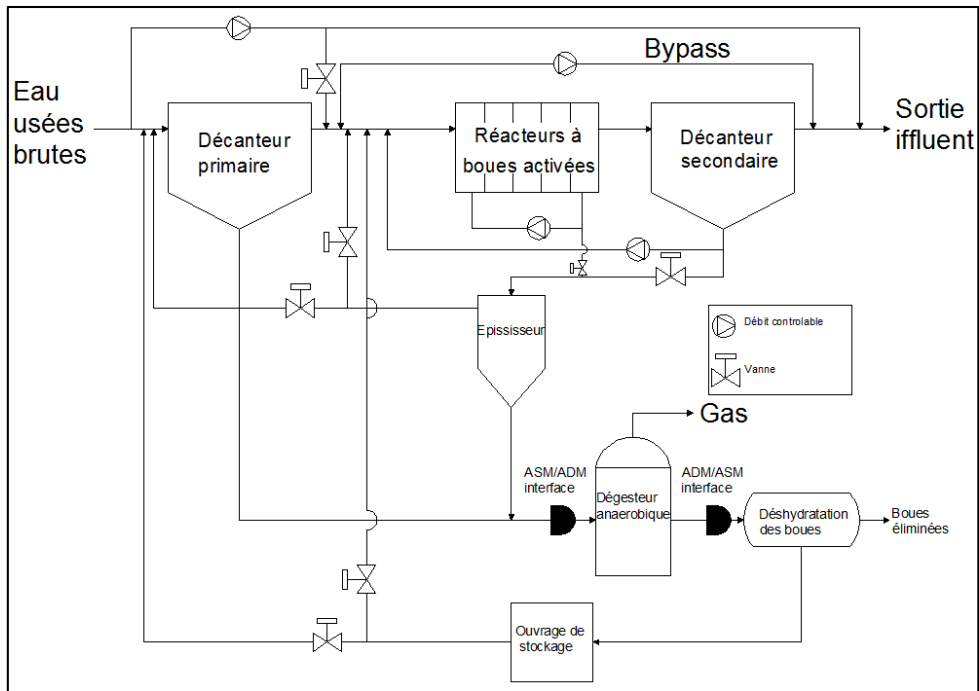


Figure III. 72 : Modèle BSM2.

III.4.2 Principes de modélisation de Benchmark Simulation Model (BSM2)

- Le modèle biologique est basé sur le principe de l'Activated Sludge Model n°1 (Figure III.73) selon Henze et al (1987).

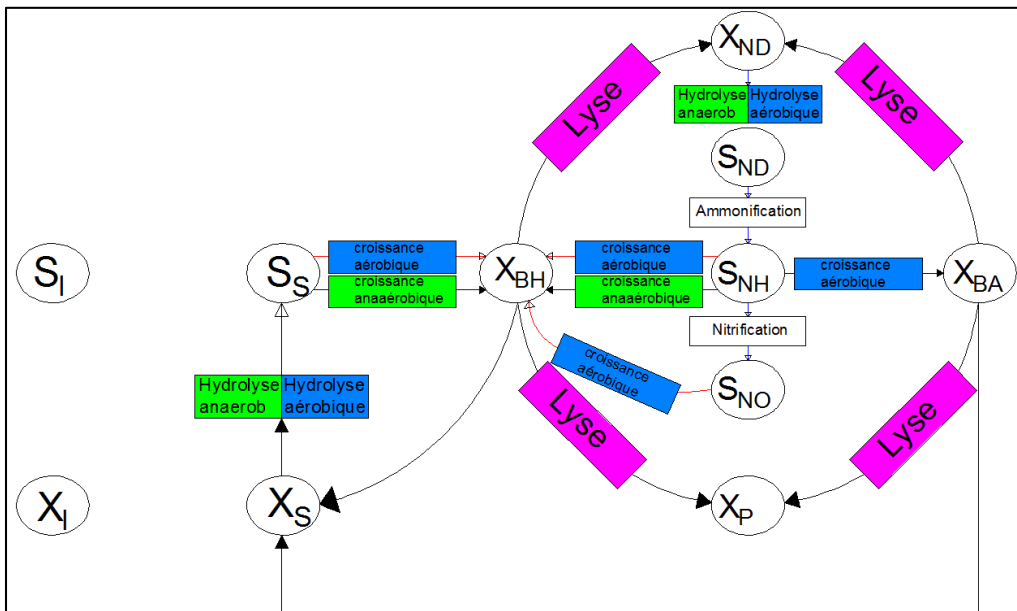


Figure III. 73 : Description schématique des réactions biologiques dans le modèle ASM1.

Définition	Notation
Matière organique soluble inerte	S_I
Substrat facilement biodégradable	S_S
Matière organique particulaire inerte	X_I
Substrat lentement biodégradable	X_S
Biomasse hétérotrophe active	$X_{B,H}$
Biomasse autotrophe active	$X_{B,A}$
Produit particulaire issu de la lyse de la biomasse	X_P
Oxygène	S_O
Nitrate et nitrite nitrogène	S_{NO}
$NH_4^+ + NH_3$	S_{NH}
Azote organique soluble biodégradable	S_{ND}
Azote organique particulaire biodégradable	X_{ND}
Alcalinité	S_{ALK}

L'ASM1 utilise huit processus pour décrire la complexité du comportement biologique de la pollution dans les réacteurs (Annexe 8).

La DCO est composée d'une partie biodégradable et non biodégradable, ainsi que de la biomasse active. La fraction de la DCO biodégradable représente le substrat de croissance des bactéries. Elle est décomposée selon la cinétique de dégradation en deux parties : soluble rapidement biodégradable (S_s) et particulaire lentement biodégradable (X_s). Les substrats rapidement biodégradables sont facilement métabolisés par les bactéries pour production de l'énergie et de la synthèse bactérienne. Les substrats lentement dégradables sont des molécules organiques plus complexes sous forme particulaire et/ou colloïdale. Leur utilisation n'est possible qu'après une étape d'hydrolyse enzymatique.

La fraction non biodégradable (inerte) de la DCO se divise en soluble (S_i), particulaire (X_i) et produits particuliers issu de la lyse de la biomasse (X_p). Ces fractions ne sont pas affectées par l'activité biologique dans le système. Elles sont soit apportées par les eaux usées ou issues de la lyse de la biomasse. Quant à la biomasse active elle, est de deux types : hétérotrophe (X_{BH}) et autotrophe (X_{BA}).

$$DCO_{tot} = S_i + S_s + X_i + X_s + X_p + X_{BA} + X_{BH}$$

L'azote total est égal à l'azote Kjeldahl auquel s'ajoutent les nitrites et les nitrates. L'azote Kjeldahl est composé de l'azote organique et de l'azote ammoniacal. L'azote organique est composé d'une partie inerte et une partie biodégradable. Ces deux parties peuvent être solubles ou particulières (Figure III.74).

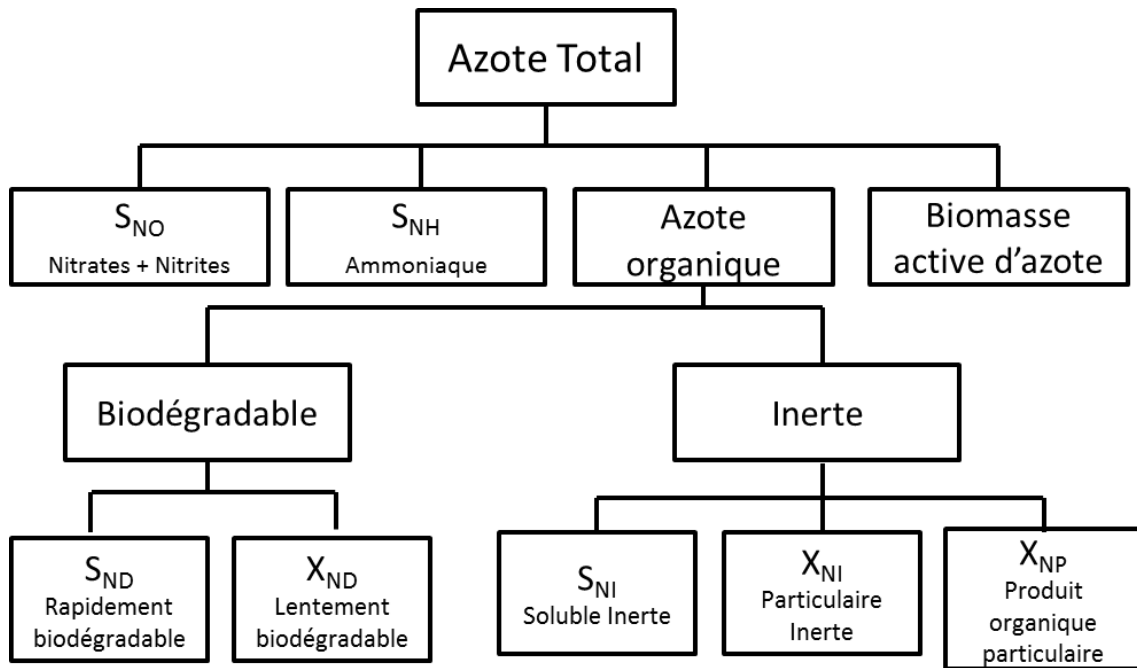


Figure III. 74 : Pollution azotée dans le modèle ASM1

- Décanteur secondaire : le modèle de Takács de dix couches non réactives (Takács et al, 1991) est appliqué au décanteur secondaire (Figure III.24). Il permet aux microorganismes et à la partie solide de la pollution de décanter après le traitement biologique. La plus grande partie des boues décantées sont recyclées en tête du réacteur biologique. La partie prélevée permet de maintenir la concentration en biomasse constante dans le réacteur

III.4.3 Interface Keller-BSM2

Les variables d'état dans BSM2 sont différentes de celles utilisées dans le modèle de l'ouvrage Keller. La variable « sable » du modèle du bassin Keller n'a pas son équivalent dans BSM2 et n'est donc pas prise en compte dans la suite.

$$TSS_{bio} = 0,75 \cdot (X_{B,H} + X_I + X_S) = X_{part} + X_{col} \quad \text{Eq. 60}$$

Avec :

TSS _{bio}	Partie solide organique des particules biologiques suspendues
X _{B,H}	Biomasse hétérotrophe active
X _I	Matière organique biologique inerte
X _S	Matière organique biologique lentement biodégradable

Tel que :

$$X_{B,H} = 0,101 \cdot TSS_{bio}/0,75 \quad \text{Eq. 61}$$

$$X_S = 0,717 \cdot TSS_{bio}/0,75 \quad \text{Eq. 62}$$

$$X_I = 0,182 \cdot TSS_{bio}/0,75 \quad \text{Eq. 63}$$

$$X_{ND} = 0,326 \cdot TSS_{bio}/0,75 \quad \text{Eq. 64}$$

$$S_S = 0,62 \cdot S_{sol} \quad \text{Eq. 65}$$

$$S_{ND} = 0,25 \cdot S_{SN} \quad \text{Eq. 66}$$

$$S_I = 0,38 \cdot S_{sol} \quad \text{Eq. 67}$$

Les fractions des sables et des colloïdes sont calculés à partir des essais effectués sur les eaux prélevées en amont des dessableurs avec le protocole VICAS :

$$S_{sol} = S_S + S_I \quad \text{Eq. 68}$$

Avec S_S est le substrat rapidement biodégradable et S_I est la fraction de la matière organique soluble inerte.

Pour la détermination de la distribution des concentrations des variables on se base sur les valeurs moyennes calculées à partir de fichier influent de BSM2, selon :

$$X_{B,H} = 0,101 \cdot TSS_{bio}/0,75 \quad \text{Eq. 69}$$

$$X_S = 0,717 \cdot TSS_{bio}/0,75 \quad \text{Eq. 70}$$

$$X_I = 0,182 \cdot TSS_{bio}/0,75 \quad \text{Eq. 71}$$

$$X_{ND} = 0,326 \cdot TSS_{bio}/0,75 \quad \text{Eq. 72}$$

$$S_I = 0,38 \cdot S_{sol} \quad \text{Eq. 73}$$

$$S_S = 0,62 \cdot S_{sol} \quad \text{Eq. 74}$$

$$S_{ND} = 0,25 \cdot S_{SN} \quad \text{Eq. 75}$$

X_{ND} et S_{ND} représente l'azote particulaire et soluble biodégradable respectivement. Il avait été vérifié par Lourenço da Silva (2008) que cette répartition était proche de celle observée expérimentalement à l'entrée de la station d'épuration de Nancy-Maxéville.

Un critère général de qualité de l'effluent est utilisé, lequel tient compte de l'effluent sortant de la station d'épuration après traitement ainsi que de ce qui est rejeté à la rivière sans passage dans la station biologique (effluent du bassin Keller allant à la rivière, eaux non traitées ne pouvant pas être admises dans l'ouvrage Charles Keller)

$$EQI = \frac{1}{t_{obs} \cdot 1000} \int_{t=t_1}^{t=t_2} \left(B_{TSS} \cdot TSS_e(t) + B_{DCO} \cdot DCO_e(t) + B_{NKj} \cdot S_{NKj,e}(t) + B_{NO} \cdot S_{NO,e}(t) + B_{DBO_5} \cdot DBO_e(t) \right) Q_e(t) \cdot dt \quad \text{Eq. 76}$$

Avec

TSS_e Concentration des matières suspendue totales de l'effluent sortant

$S_{NKj,e}$ Concentration en azote Kjeldhal de l'effluent

	sortant
$S_{NO,e}$	Concentration en nitrates de l'effluent sortant
DBO_e	Demande biologique en oxygène de l'effluent sortant
DCO_e	Demande chimique en oxygène de l'effluent sortant
B_j	Facteurs de pondération
t_{obs}	Période d'évaluation
Q_e	Débit rejeté dans la rivière $t_2-t_1 = 364$ jours (soit une année)

III.4.4 Mise en adéquation des débits

La station d'épuration BSM2 correspond à un bassin de collecte de 100 000 équivalent-habitants. Or le bassin versant de Boudonville ne correspond qu'à 40 000 équivalent-habitants. Une adaptation soit des volumes de traitement (STEP ou bassin Charles Keller) ou des débits est donc nécessaire. Ne connaissant pas les règles de dimensionnement utilisées pour le choix des volumes du bassin Charles Keller et jugeant l'adaptation de l'ensemble des volumes de la station d'épuration BSM2 compliqués, le choix a été fait d'adapter les débits.

La mise à l'échelle est basée sur le nombre d'habitants. En conséquence les débits sortant du modèle de Charles Keller (boues et rejet à la rivière) et du modèle du bassin versant de Boudonville lors de la simulation sans le bassin Charles Keller sont multipliés par un facteur 100/40.

Le tableau III.19 compare les concentrations moyennes (moyennes arithmétiques et pondérées par le débit) pour la station BSM2-Keller (résultant du couplage du bassin Keller avec la station BSM2) et la station BSM2 de référence. La station BSM2-Keller est moins chargée en pollution carbonée que la station de référence (395 gDCO/m³ contre 582 gDCO/m³ en termes de moyenne arithmétique) mais l'est plus en pollution azotée (63 gN/m³ contre 51 gN/m³ en termes de moyenne arithmétique). C'est surtout en termes de variabilité des débits que les différences entre les deux influents sont grandes comme le montre la Figure III.75 : les variations de débits du modèle de référence sont issues d'un modèle plutôt inspiré par des pluies océaniques alors que dans le modèle BSM2-Keller, il s'agit de pluies réelles.

Tableau III.19 : Comparaison globales des influents des stations d'épuration BSM2-Keller et BSM2-référence.

	Unité	BSM2-Keller		BSM2-référence	
		Moyenne arithmétique	Moyenne pondérée	Moyenne arithmétique	Moyenne pondérée
S_i	gDCO/m ³	93,83	62,32	27,86	27,03
S_s	gDCO/m ³	153,06	101,67	54,10	57,42
X_i	gDCO/m ³	27,01	34,79	91,11	91,51
X_s	gDCO/m ³	103,12	132,83	358,72	360,23
X_{bh}	gDCO/m ³	18,25	23,51	49,96	50,16
S_{nh}	gN/m ³	46,47	29,82	26,48	27,55
S_{nd}	gN/m ³	11,63	7,46	6,33	6,57
X_{nd}	gN/m ³	4,84	6,23	18,31	19,16
$Q_{entrant}$	m ³ /jour	31832		21022	

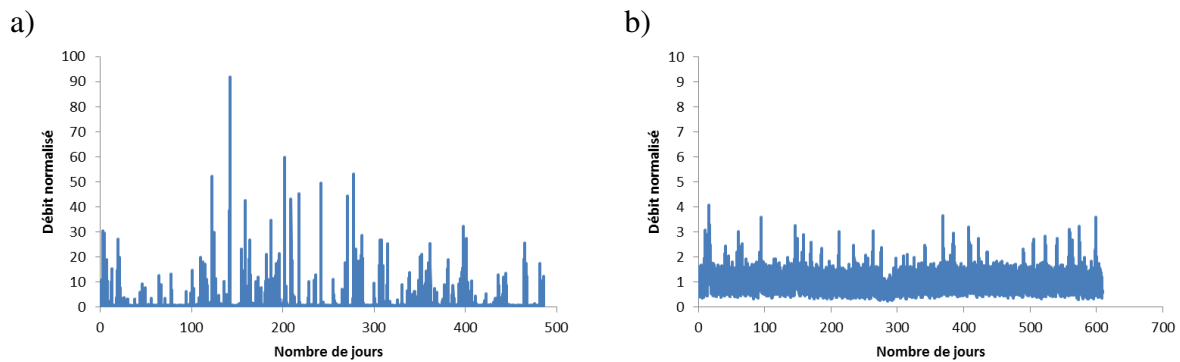


Figure III. 75 : Comparaison des variations des débits a) BSM2-Keller b) BSM2-référence – Normalisation par rapport au débit moyen.

Pour tenir compte du caractère plus continental de Nancy, une modification de la variation de température a été faite (Figure III.77). Dans la version de référence la température varie entre 10 et 20°C. En se basant sur les valeurs de températures relevées à Nancy-Essey et disponible sur le site Météo-ciel, une variation entre 5 et 21 °C a été considérée. La température influe notamment sur les réactions de nitrification et de dénitrification.

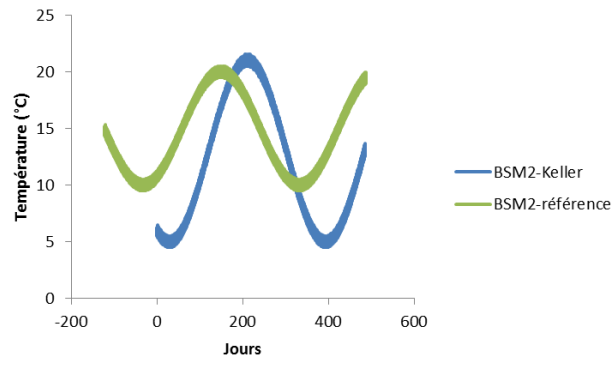


Figure III. 76 : Température dans le modèle BSM2.

CHAPITRE IV : SIMULATION DU FONCTIONNEMENT DU BASSIN CHARLES KELLER

Quatre différents scénarios ont été testés :

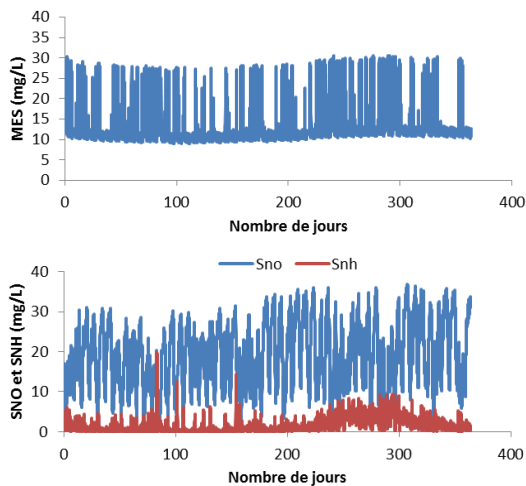
- Dans le scénario 1 le bassin Charles Keller n'existe pas. Les eaux usées issues du bassin versant sont toutes dirigées vers la station d'épuration. Un délestage est opéré à l'entrée de celle-ci : tout débit supérieur à 60 000 m³/jour est dirigé vers la rivière.
- Dans le scénario 2, le bassin Keller fonctionne en totalité, c'est-à-dire avec les dessableurs et l'étape de floculation-coagulation. Les boues concentrées des décanteurs sont envoyées en continu vers la station d'épuration. Il est supposé qu'il n'y a pas de déversoir d'orage au niveau du bassin Charles Keller permettant de rejeter à la rivière directement tout débit supérieur à 3 m³/s. Le débit arrivant à la STEP est donc le débit à la sortie du bassin versant auquel a été soustrait ce qui est traité à Keller et ajouté le débit de boues concentrées.
- Dans le scénario 3, le bassin Keller fonctionne en totalité, c'est-à-dire avec les dessableurs et l'étape de floculation-coagulation. Les boues concentrées des décanteurs sont envoyées en continu vers la station d'épuration. Il est supposé qu'il y a un déversoir d'orage au niveau du bassin Keller permettant de rejeter à la rivière directement tout débit supérieur à 3 m³/s.
- Dans le scénario 4, le bassin Keller fonctionne partiellement : les dessableurs fonctionnent, mais pas l'étape de floculation-coagulation. Cela correspond à la situation actuelle de fonctionnement du bassin. La surverse des dessableurs part donc directement à la rivière et il n'y a pas de boues concentrées dirigées vers la station d'épuration.

Dans les scénarios 2 à 4, le délestage à 60 000 m³/jour est opéré si nécessaire. L'évaluation des performances se fait sur une année complète : du 1^{er} avril 2012 au 31 mars 2013. Les simulations ont été effectuées en boucle ouverte, c'est-à-dire que les variables de contrôle disponibles sur la STEP (aération, débits des pompes de recirculation et de soutirage des boues en excès dans le clarificateur, débit d'alimentation en substrat carboné rapidement biodégradable pour améliorer la dénitrification) sont maintenus constants sur l'horizon temporel.

La Figure IV.1 compare les concentrations en MES, en azote ammoniacal et en nitrates à la surverse du clarificateur de la station d'épuration entre les scénarios 1 et 2. Cela permet de juger de l'influence du bassin Charles Keller sur le traitement biologique. La concentration en matière en suspension est moins variable dans le scénario 2 que dans le scénario 1 : cela s'explique par les moindres variations de débit à l'entrée de la station et les moindres perturbations de la décantation des boues dans le clarificateur. Dans les deux scénarios la nitrification est moins efficace durant l'hiver (entre les jours 250 et 300 environ) du fait des températures plus faibles. On observe des concentrations en azote ammoniacal plus élevées à la sortie du clarificateur dans le scénario 2 que dans le scénario 1.

Dans la Figure IV.2, les rejets à la rivière sont pris en compte dans le calcul des concentrations de sortie du système. L'effet de la présence du bassin Keller dans le scénario 2 est clairement visible sur les MES. Si la nitrification reste perturbée dans le scénario 2 pendant l'hiver, on remarque aussi que la présence du bassin Keller limite les excursions brutales d'azote ammoniacal dans la rivière : l'effet tampon hydraulique du bassin Keller est ainsi mis en évidence, puisqu'il n'y a pas de réaction biologique dans cet ouvrage.

Scénario 1



Scénario 2

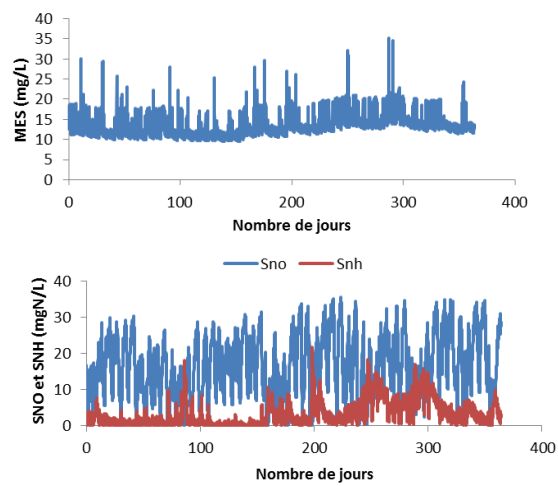
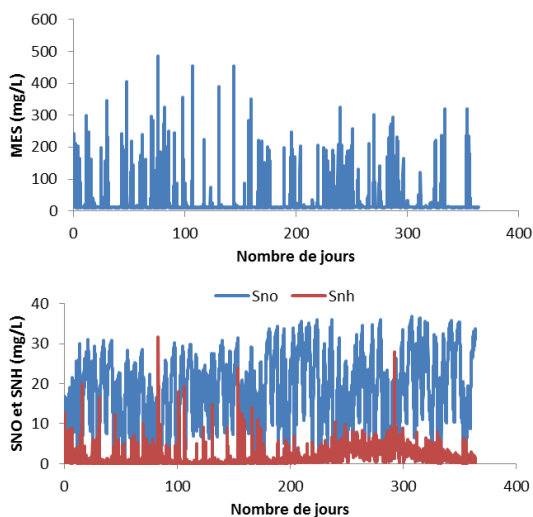


Figure IV. 1 : Evolution des concentrations en MES, azote ammoniacal et nitrates à la surverse du clarificateur de la station dans les scénarios 1 et 2

Scénario 1



Scénario 2

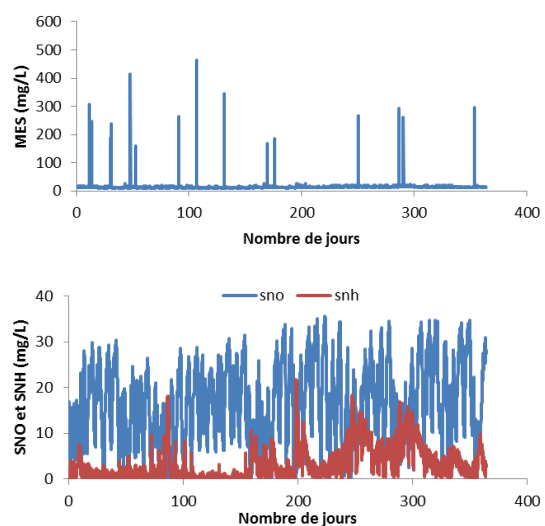


Figure IV. 2 : Evolution des concentrations globales en MES, azote ammoniacal et nitrates à la sortie du système dans les scénarios 1 et 2.

Dans le scénario 3 (Figure IV.3) le déversoir d'orage au niveau du bassin Keller est actif. Les forts pics en MES qui étaient visibles dans le cas du scénario 2 ont disparu. En fait dans le scénario 2, comme les boues concentrées du bassin Keller sont envoyées en continu dans le collecteur et que le débit peut y être très élevé en absence de déversoir, on observe ponctuellement des concentrations en MES très élevées à l'entrée de la STEP. Des flux très importants de MES sont alors déversés directement dans le milieu naturel du fait de l'écrêtage des débits à 60 000 m³/jour. Les profils d'azote ammoniacal et de nitrates sont similaires dans les scénarios 2 et 3.

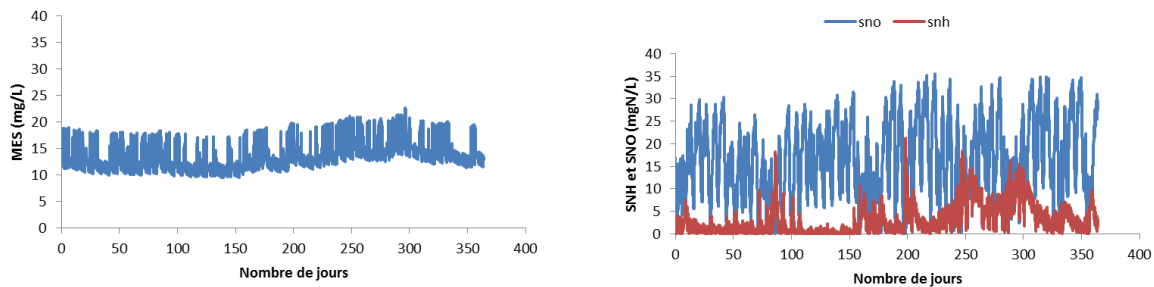


Figure IV. 3 : Evolution des concentrations globales en MES, azote ammoniacal et nitrates à la sortie du système dans le scénario 3.

Dans le scénario 4 (Figure IV.4), la concentration en MES à la sortie du système est légèrement plus faible que dans le scénario 3. Les concentrations en azote ammoniacal sont moins élevées et proches de ce qui est observé dans le scénario 1 en absence de Keller.

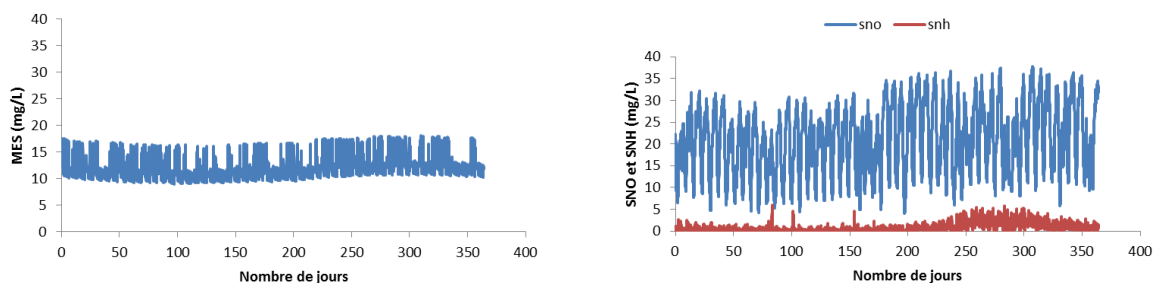


Figure IV. 4 : Evolution des concentrations globales en MES, azote ammoniacal et nitrates à la sortie du système dans le scénario 4.

Le diagnostic porté sur les différents scénarios testés à partir de la dynamique des concentrations en MES et en espèce azotées à la sortie du système est confirmé par l'analyse des valeurs moyennes pondérées par le débit pour quelques paramètres de pollution sur un an en sortie du système (Tableau IV.1) ainsi que par les valeurs de l'indice de qualité de l'effluent (EQI) (Tableau IV.2)

Tableau IV. 1 : Valeurs moyennes pondérées par le débit pour quelques paramètres de pollution sur un an en sortie du système.

Scénario	DCO	DBO ₅	MES	Azote total	Azote ammoniacal	Nitrates
1	165	49,8	74,2	20,9	2,31	12,4
2	120	10,6	24,3	20,8	3,21	15
3	111	2,8	13,9	21,2	3,3	15,6
4	109	2,6	12,5	23,3	0,9	20,7

Tableau IV.2 : Critère global de qualité du rejet.

Scénario	1	2	3	4
EQI	25700	11100	9320	8560

Dans BSM2, on applique des normes de rejets (Tableau IV.3) pour calculer le temps pendant lequel la station rejette des effluents non conformes. La mise en œuvre d'un bassin tel que Keller, même en version dégradée, c'est-à-dire sans l'étape de floculation-coagulation, permet d'améliorer le fonctionnement de l'installation en ce qui concerne les MES. Pour le traitement de l'azote, les conditions opératoires n'ont pas été optimisées (aération, ajout de substrat rapidement biodégradable) ce qui explique les faibles performances du traitement de l'azote. La comparaison des résultats des scénarios 2, 3 et 4 laisse à penser qu'il vaudrait mieux contrôler le retour des boues concentrées de Keller. En particulier, il n'est sans doute pas judicieux de les renvoyer à la STEP pendant l'évènement pluvieux, quand le débit est élevé : en cas de délestage à la station, une forte concentration de MES peut être envoyée au milieu naturel. Cela pourrait se faire en détectant la fin de la pluie et le retour à un débit de temps sec (ou proche du temps sec) pour évacuer ces boues.

Tableau IV.3 : Normes de rejet de BSM2.

Variable	Valeur
Azote total	< 18 g N/m ³
DCO totale	< 100 g COD/m ³
Azote ammoniacal	< 4 g N/m ³
MES	< 30 g/m ³
BOD ₅	< 10 g BOD/m ³

Tableau IV.4 : Pourcentage de temps pendant lequel la station ne délivre pas un effluent respectant les normes de rejet.

Scénario	Azote total	DCO	Azote ammoniacal	MES	DBO ₅
1	64,3	47,6	12,2	5,9	6,1
2	62,3	50,2	31,2	0,2	0,2
3	62,1	50,3	30,8	0	0
4	69,7	47,1	2,44	0	0

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

L'objectif principal de la thèse était l'étude des avantages et inconvénients d'un ouvrage de traitement en ligne des eaux pluviales en milieu urbain dense, en s'appuyant sur un système existant, l'ouvrage Charles Keller, d'un volume total de 7000 m³ localisé à Nancy, dans le Nord-Est de la France.

L'ouvrage, constitué de plusieurs procédés unitaires (dégrillage, dessablage, coagulation-floculation et décantation), a été étudié sous deux angles. Nous nous sommes d'abord intéressés à l'ouvrage isolé pour un suivi localisé et parfois ciblé (suivi des dessableurs uniquement) avec une instrumentation dédiée. Nous avons ensuite considéré l'ensemble du système de gestion des eaux pluviales (bassin versant de Boudonville et son réseau d'assainissement, ouvrage Charles Keller et station d'épuration) pour avoir une vision globale sur l'intérêt d'un tel ouvrage.

De nombreux incidents techniques ont émaillés la partie expérimentale de notre travail. L'ouvrage se met souvent en défaut automatiquement au début d'un orage important avec l'arrivée des premières eaux pluviales qui sont généralement très chargées en macro-déchets (papiers, bouteilles, cannettes de boisson, etc.) transportés par les eaux pluviales. À cela s'ajoute également les problèmes liés aux défauts des appareils électromécaniques (capteurs installés dans les ouvrages élémentaires, opérations d'intervention ou de nettoyage, ...).

L'étage final de coagulation-décantation suivi d'une décantation, dont la mise en service dépend de la CUGN, n'a jamais fonctionné, notamment parce qu'il s'est avéré très difficile de gérer la préparation des réactifs et leur injection au cours des évènements pluvieux.

La partie dessablage, en dépit du volume important de l'ouvrage et de l'impossibilité d'isoler les dessableurs les uns des autres comme cela avait été prévu au départ, donne des résultats satisfaisants en terme d'élimination de la pollution particulaire.

L'élimination des sables et d'une partie de la pollution particulaire transportée par le ruisseau de Boudonville par trois pompes en continu lorsque les dessableurs sont maintenus pleins permet de garder uniquement les eaux décantées et évite la remise en suspension de ces sables. En revanche, le canal qui lie les dessableurs aux chambres d'injection de polymère et qui a un volume important (850 m³) joue involontairement le rôle de décanteur primaire. La décantation de la pollution qui traverse les dessableurs est favorisée par l'hydraulique du canal et la stabilisation de l'écoulement à la sortie des dessableurs. La remise en suspension des boues décantées se fait notamment lorsque les dessableurs, après une vidange, se remplissent (lors ou en dehors d'un évènement pluvieux) et se déversent brutalement vers le canal. Dans le cas d'un évènement pluvial, ces boues s'ajoutent à la pollution véhiculée par les premières pluies qui est relativement importante. En absence d'une étape de floculation-

coagulation, il y a un fort risque que cette pollution particulière soit en fait déversée vers le milieu naturel.

Les décanteurs apportent très peu au traitement global dans l'ouvrage. En l'absence d'un traitement chimique, le piégeage de la pollution sortante des dessableurs et non décantée dans le canal lors des évènements pluvieux est très faible au niveau des décanteurs : la majorité de la pollution qui traverse les dessableurs est déversée vers milieu récepteur.

En dépit de ces difficultés, une simulation du bassin versant sous Infoworks CS a permis d'estimer la variation de la pollution et du débit en temps sec et en temps de pluie sur une période de 16 mois en prenant en compte la pluviométrie réelle. Le calage a été effectué à partir de campagnes de prélèvement réalisées sur le bassin versant ainsi que des valeurs moyennes observées à la station d'épuration de la CUGN à Maxéville. Le but principal de cette simulation du bassin versant était de produire une chronique de pollution réaliste propre au bassin versant de Boudonville pour alimenter le modèle de l'ouvrage Keller.

Ce dernier permet de simuler les opérations unitaires de traitement sur une longue période : l'efficacité des dessableurs d'une part, et l'intérêt d'inclure la coagulation / floculation d'autre part ont été mis en évidence. Des essais en jar-test effectués dans différentes conditions permettant de représenter la gamme de pollution susceptible de devoir être traitée dans l'ouvrage Charles Keller ont tous montré l'intérêt du traitement chimique sur la pollution colloïdale, mais mettent également en évidence un faible abattement de la pollution azotée et carbonée soluble. L'utilisation de produits agro-ressourcés entraîne une augmentation de la pollution carbonée soluble qui est rejetée au milieu naturel, si la dose n'est pas adaptée.

Pour tester l'effet de la présence d'un tel type d'ouvrage sur une station d'épuration classique, un couplage a été réalisé avec la station virtuelle BSM2. Quatre scénarios ont été testés avec des configurations différentes. La présence d'un ouvrage de traitement en ligne des eaux pluviales permet effectivement d'améliorer la qualité de l'ensemble des eaux traitées sortant de la station d'épuration, des eaux en surverse de l'ouvrage de traitement des eaux pluviales et des eaux non traitées évacuées par les déversoirs d'orage. Il est recommandé d'éviter d'envoyer les boues récupérées au fond du décanteur vers la station d'épuration pendant l'évènement lui-même. La situation actuelle, avec la mise en œuvre des seuls étages de dégrillage et de dessablage améliore la qualité du rejet global par rapport au cas sans ouvrage. Il faut aussi tenir compte du fait que les sables, qui transportent notamment des métaux lourds et qui sont piégés dans les dessableurs, ne sont pas pris en compte dans l'évaluation de la qualité globale du rejet de la station d'épuration.

Le destin à court terme du bassin Charles Keller est incertain, mais la situation actuelle est sans doute peu viable à long terme. Nonobstant les problèmes de pannes (vanne d'entrée, pompes, dégrilleurs), plusieurs points noirs qui rendent difficile son utilisation en routine peuvent être listés :

- Accumulation de boues dans le très grand canal en sortie des dessableurs. Ce long et profond canal est une zone de sédimentation privilégiée et il n'y a pas de façon pratique d'évacuer les boues en question. Elles sont évacuées actuellement à l'aide d'un camion auto-cureur depuis la surface.
- Difficulté de préparation en temps voulu par rapport à un évènement pluvial des réactifs de coagulation-floculation ; problème de gestion en temps réel du dosage des réactifs ; évacuation des réactifs non utilisés en fin d'évènement.
- Dans le mode de fonctionnement actuel, 7000 m³ d'eaux plutôt peu chargées sont évacuées régulièrement vers la station d'épuration en aval, ce qui peut perturber son fonctionnement.

La modélisation de l'ensemble bassin versant – ouvrage de traitement – station d'épuration a cependant montré qu'il y avait des avantages à traiter en ligne les effluents de temps de pluie et que cela avait un effet bénéfique sur la qualité globale des eaux rejetées dans le milieu naturel. D'autres scénarios pourraient être testés, notamment en ce qui concerne la vidange de l'ouvrage entre deux évènements. Cela doit permettre de guider la réflexion sur la gestion des eaux de temps de pluie dans les centres urbains denses, souvent chargés d'histoire, et pour lesquels la solution de techniques basées sur l'infiltration paraît peu appropriée.

En résumé, notre étude nous amène à donner quelques conseils pour la conception et la gestion de ce genre d'ouvrage :

- l'installation d'un hydrocyclone à l'entrée de l'ouvrage peut améliorer la prise en charge d'un nombre plus important d'évènements
- les dessableurs sont très utiles pour capter les sables mais aussi une partie de MES et des métaux lourds
- la partie réacteur / décanteur peut être très utile s'il est possible d'utiliser la coagulation / floculation. Même en l'absence de ce dernier étage, il y a un effet tampon intéressant pour l'élimination des pics de pollution des premières pluies
- il faut faire attention à la gestion des boues décantées : elles ne doivent pas retourner vers le collecteur pendant l'évènement pluvieux, au risque de les envoyer vers le milieu naturel dans le cas d'un déversement au niveau même de la station de manière. Elles doivent être envoyées à faible débit vers la STEP après l'évènement pluvieux
- il faut bien intégrer les contraintes spatiales lors de la conception de l'ouvrage pour ne pas créer des zones pouvant induire une décantation intempestive, telle que le canal de jonction entre les dessableurs et l'étage de floculation-coagulation
- il faut réfléchir en amont à la gestion de l'ouvrage entre les évènements pluvieux. Si l'ouvrage doit être maintenu en eau pour assurer le bon état du béton, il y a i) la contrainte de disposer d'une source d'eau 'propre' à proximité, ii) une réflexion à faire sur le devenir de cette eau après passage dans l'ouvrage.

Références bibliographiques

Adamsson A. A., Persson J., Lyngfelt S. (1999). Numerical simulation and large-scale physical modelling of flow in a detention basin. Proc. 8th Int. Conf. Urban Storm Drainage, Sydney, Australia 30 Aug-3 Sept, 1999 3, 1175–1183.

Alex, J., Benedetti, L., Copp, J., Gernaey, K. V., Jeppsson, U., Nopens, I., ... & Winkler, S. (2008). Benchmark simulation model no. 1 (BSM1). Report by the IWA Taskgroup on Benchmarking of Control Strategies for WWTPs.

Anil K., Kumar D. (2010). Runoff estimation from a hilly watershed using geomorphologic instantaneous unit hydrograph. International Agricultural Engineering Journal 19, 9–18

Antrop, M. (2000). Background concepts for integrated landscape analysis. Agriculture, ecosystems & environment, 77(1), 17-28.

Azzout Y. (1994). Les techniques alternatives en assainissement pluvial : choix, conception, réalisation et entretien GRAIE., 378 pages, Éditions TECH & DOC – LAVOISIER.

Balades J.D., Bourgogne P., Madeic H., Teniere C. (1994). Evaluation de l'abattement des flux de pollution transitant dans un type de solution compensatoire « LES CHAUSSEES - RESERVOIRS » LA HOUILLE BLANCHE.

Banting D., H. Doshi.J. LI., Missios.P. (2005). Report on the environmental benefits and costs of green roof technology for the City of Toronto, Department of architectural Science, Ryerson University, Toronto: 88 p.

Barraud S. et Fouillet B. (2006). Caractérisation des eaux pluviales et risques sanitaires. Conférence GRAIE Eaux pluviales et assainissement : nouvelles préoccupations sanitaires. 10 octobre 2006. Villeurbanne, 16 p.

Beck M. B. et Cummings R. G. (1996). Wastewater Infrastructure: Challenges for the sustainable city in the new millennium. Habitat International.20. (3). pp405-420.

Beckett K.P., Freer-smith P.H, Taylor G. (1998). « Urban woodlands: their role in reducing the effects of particulate pollution », Environmental Pollution, vol. 99, no 3, p. 347-360.

Bedel L., Bourguine E., Eumont E., Gregeugny A., Kouadio O., Pierron C., Schneider N., Vallee R., Winschen M.,(2010). S9-60-Etude de cas “La Meurthe à Nancy”. Rapport master, université du Nancy, 2010, 40p.

Bentarzi Y., Ghenaim A., Terfous A., Wanko A., Hlawka F., Poulet J.B. (2010). New material for permeable and purificating pavement in the urban areas: estimation of hydrodynamic characteristics. NOVATECH.

Bersillon J.L, Jdid E., Blazy P. (1999). Décantation équipements et procédés. Technique de l'ingénieur. J3451.

Berrouard E (2010). Caractérisation de la dilatabilité des eaux pluviales. Rapport de stage master. Québec. la Faculté des études supérieures de l'Université Laval. 2010. 227 p.

Bertrand-Krajewzski Jean-Luc. (2006). LES POLLUANTS DES REJETS URBAINS DE TEMPS DE PLUIE : natures, concentrations, flux, caractéristiques physico-chimiques, solides en suspension, et répartition temporelle durant les événements pluvieux. cours d'hydrologie urbaine, INSA Lyon

Brandt, J., B. Tress, and G. Tress: Multifunctional Landscapes: Interdisciplinary Approaches to Landscape Research and Management. – Conference material for the conference on “multifunctional landscapes”, Centre for Landscape Research, Roskilde, October 18-21, 2000. Published in September 2000.

Braskerud B. C. (2001). Sedimentation in Small Constructed Wetlands. Retention of Particles, Phosphorus and Nitrogen in Streams from Arable Watersheds. Dr.scient. theses 2001:10, Agricultural University of Norway, Ås, Norway.

Brattebo B.O., Derek B.B. (2003). Long-term stormwater quantity and quality performance of permeable pavement systems. *Water Research*. 37, 4369-4376.

Brelle P. (2005). Synthèse des données sur l'efficacité réelle des séparateurs a hydrocarbures. INSA Lyon.Rapport. 13p.

Cardot C. (1999). Les traitements de l'eau. Procédés physico-chimiques et biologiques. Ellipses Edition Marketing S.A.

Chebbo G., Gromaire M.C., Ahyerre M., 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, 3-15.

Chen Z., Grace J.R., Jim Lim.C., Li A. (2007). Experimental studies of pure hydrogen production in a commercialized fluidized-bed membrane reactor with SMR and ATR catalysts. *International Journal of Hydrogen Energy* 32, 2359–2366.

Cho, S. H., Colin, F., Sardin, M., & Prost, C. (1993). Settling velocity model of activated sludge. *Water Research*, 27(7), 1237-1242.

Chocat B. (2008). Etat de l'art sur la gestion urbaine des eaux pluviales et leur valorisation. endances d'évolution et technologies en développement. Office International de l'Eau.

- Codner, G. P., Laurenson, E. M., & Mein, R. G. (1988). Hydrologic effects of urbanization: A case study. In *Hydrology and Water Resources Symposium 1988: Preprints of Papers* (p. 201). Institution of Engineers, Australia.
- Coupe S.J., Smith H.G., Newman, Puehmeier A.P. T. (2003). Biodegradation and microbial diversity within permeable pavements. *European Journal of Protistology*, 39(4):495–8.
- Crawford, Norman H., Linsley, Ray K. (1966). “Digital Simulation in Hydrology: Stanford Watershed Model IV,” Civil Engineering Technical Report No. 39, Stanford University, Palo Alto, CA.
- Cristina C, Tramonte.J., Sansalone.J.J. (2002).A Granulometry-Based Selection Methodology for Separation of Traffic-Generated Particles in Urban Highway Snowmelt Runoff. Springer. 136, Numbers 1-4, 33-53.
- Dalton, F. E., & Rimkus, R. R. (1985). Chicago Area's Tunnel and Reservoir Plan. *Water Pollution Control Federation Journal JWPFA* Vol. 57, (12), 1114-1121.
- Dechesne M, Barraud S., Bardin J.-P. (2004), Spatial distribution of pollution in an urban stormwater infiltration basin. *J. Contam. Hydrol.*, 72, pp. 189–205.
- Delporte, C., Pujol, R., & Vion, P. (1995). Optimized lamellae settling for urban stormwater waste. *Water Science and Technology*, 32(1), 127-136.
- Driver N.E., Tasker G.D., (1990). Techniques for Estimation of Storm-Runoff Loads, Volumes, and Selected Constituent Concentrations in Urban Watersheds in the United States. US Geological Survey, Water Supply Paper 2363.
- Dunnett N., Kingsbury N.R. (2005). *Toits et murs végétaux Editions du Rouergue.*, 256 p.
- Eban Z.B., William F.H., David A.B. (2007). Evaluation of four permeable pavement sites in eastern north California for runoff reduction and water quality impacts. *Irrig. And Drain.Engrg.* Volume 133, Issue6, pp.583-592.
- Edeline, F. (1997). *L'épuration biologique des eaux. Théorie et technologie des réacteurs.* CEBEDOC, Paris, TEC&DOC, 303.
- Ellis, J. B., Marsalek, J., & Chocat, B. (2005). Urban water quality. *Encyclopedia of Hydrological sciences.*
- El Mufleh A., Bechet B., Ruban V. (2010). Study of trace metal-bearing phases in sediments from runoff water infiltration basins.

Emmanuel I, Romano G, Cardinal H, Lepelletier T., Andrieu H. (2010). Influence des bassins de rétention sur les débits du bassin versant amont de la Bièvre et intérêt de la mesure radar pour sa modélisation hydrologique. NOVATECH.

EPRI - Electric Power Research Institute. Palo Alto and Tetra Tech. (2010). Sustainable water resources management. volume 3: case studies on new water paradigm. 172 p.

Font, R., & Ruiz, F. (1993). Simulation of batch and continuous thickeners. *Chemical engineering science*, 48(11), 2039-2047.

Fread D.L. (1978), NWS operational dynamic wave model Proceedings of the Specialty Conference on Verification of Mathematical and Physical Models in Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers, College Park, MD, pp.455–464.

Freni, G., Mannina, G., & Viviani, G. (2009). Identifiability analysis for receiving water body quality modelling. *Environmental Modelling & Software*, 24(1), 54-62.

Fujii S., Cha H, Kagi N, Miyamura H., Kim Y.S. (2005). «Effects on air pollutant removal by plant absorption and adsorption », *Building and Environment*. vol. 40, no 1, p. 105-112.

Jacobsen, J., & Hong, S. N. (2002). Microsand ballasted flocculation and clarification for the high rate treatment of storm waters and sewer overflows. *Proceedings of the Water Environment Federation*, 2002(2), 1966-1979.

Jeppsson, U., Pons, M. N., Nopens, I., Alex, J., Copp, J. B., Gernaey, K. V., ... & Vanrolleghem, P. A. (2007). Benchmark simulation model no 2: general protocol and exploratory case studies. *Water Science & Technology*, 56(8).

Jim, C. Y. et W. Y. Chen. (2007). « Assessing the ecosystem service of air pollutant removal by urban trees in Guangzhou (China) », *Journal of Environmental Management*, vol. In Press, Corrected Proof.

Jolis, D., & Ahmad, M. L. (2004). Evaluation of high-rate clarification for wet-weather-only treatment facilities. *Water environment research*, 474-480.

Härtel, L., & Pöpel, H. J. (1992). A dynamic secondary clarifier model including processes of sludge thickening. *Water Science & Technology*, 25(6), 267-284.

Helms, J.R. *et al.* (2008). Absorption spectral slopes and slope ratios as indicators of molecular weight, source, and photobleaching of chromophoric dissolved organic matter. *Limnology and Oceanography* 53, 955–969

Henze, M., Grady, C.P.L., Gujer, W., Marais, G.v.R. and Matsuo, T. (1987). Activated sludge model No. 1. IAWQ Scientific and Technical Report No. 1, London, ISSN: 1010–707X

Gardner, V., Collins, M., Clark, M., Ellis, L.R., Lander, M. (2007). Heavy Metal Contamination of Soils in an Ecologically Enhanced Urban Stormwater Retention Basin.

Garsdal, H., Mark, O., Dørge, J., & Jepsen, S. E. (1995). Mousetrap: modelling of water quality processes and the interaction of sediments and pollutants in sewers. *Water science and technology*, 31(7), 33-41.

Gaspéri, J., Moilleron, R., Chebbo, G. (2005). Variabilité spatiale de la pollution en HAP transitant dans le réseau d'assainissement parisien lors d'événements pluvieux. *La Houille Blanche*, (5), 35-40.

Gasperi J., Gromaire M.C., Kafi M., Moilleron R., Chebbo G. (2010) Contributions of wastewater, runoff and sewer deposit erosion to wet weather pollutant loads in combined sewer systems, *Water Research* 44, 5875-5886.

Gautier A., Barraud S., Bardin J.P. (1999). An approach to the characterisation and modelling of clogging in stormwater infiltration facilities. 8th International conference on Urban Storm Drainage, Sydney, Australie. 1007-1015.

Gromaire-Mertz M., Garnaud S., Gonzalez A., Chebbo G., BreLOT E. (1999). Characterisation of urban runoff pollution in Paris. *Water Science and Technology* 39, 1–8.

Gromaire M.C., Garnaud S., Ahyerre M., Chebbo G. (2000) The quality of street cleaning waters: comparison with dry and wet weather flows in a Parisian combined sewer system, *Urban Water*, 2, 39-46.

Gromaire M.C., Garnaud S., Saad M., Chebbo G. (2001) Contribution of different sources to the pollution of wet weather flows in combined sewers. *Water Research*, 35, 521-533.

Kafi M., Gasperi J., Moilleron R., Gromaire M.C., Chebbo G. (2008) Spatial variability of the characteristics of combined wet weather pollutant loads in Paris, *Water Research*, 42, 539-549.

Kaseva M.E., (2004). Performance of a sub-surface flow constructed wetland in polishing pretreated wastewater—a tropical case study. *Wat. Res.* 38, 681–687.

Klijn, J. A., & Vos, W. (2000). A new identity for landscape ecology in Europe: a research strategy for the next decade.

Kuske, M., & Nicolas, J. (2000). Les pollutions dans l'air à l'intérieur des bâtiments Diagnostic Incidences sur la santé. Fondation Universitaire Luxembourgeoise, Prévention Santé, Province du Luxembourg, Belgique, 141p.

- Lawrence K., Wang, Nazih K.S, William A.S., Donald B.A. (2010). Handbook of Environmental Engineering Volume 12, 2010, DOI: 10.1007/978-1-60327-133-2
- Le Coustumer.S., Barraud.S. (2007). Long-term hydraulic and pollution retention performance of infiltration systems. *Water science and technology* 55, 235–243
- Li S.G., McLaughlin D. (1991), A nonstationary spectral method for solving stochastic groundwater problems: unconditional analysis. *Water Resources Research*, 27 7 pp. 1589–1605.
- Lijklema, L., Tyson, J. M., & Lesouef, A. (1993). Interactions between sewers, treatment plants and receiving waters in urban areas: a summary of the INTERURBA'92 workshop conclusions. *Water Science & Technology*, 27(12), 1-29.
- Li X., Manman C., Anderson B.C. (2009). Design and performance of a water quality treatment wetland in a public park in Shanghai, China. *Ecological Engineering* 35, 18-24.
- Lindsey G., Roberts L., Page W. (1992). Inspection and maintenance of infiltration facilities, *Journal of Soil and Water Construction*. 47 (6) 481-486.
- Nopens I., Benedetti L., Jeppsson U., Pons M.-N., Alex J., Copp J. B., Gernaey K. V., Rosen C., Steyer, Vanrolleghem P. A. (2010) Benchmark Simulation Model No 2: finalisation of plant layout and default control strategy, *Water Science and Technology*, 62, 1967-1974.
- Mannina, G. Integrated urban drainage modelling with uncertainty for stormwater pollution management. Diss. PhD thesis, Università di Catania, Italy, 2005.
- Maruejols T., Lessard P., Wipliez B., Pelletier G., Vanrolleghem P. (2010). Control of CSO retention tank emptying: Interaction with the wastewater treatment plant. Proceedings of the 6th International Conference on Sewer Processes and Networks Session 8, Gold Coast, Australia.
- Mazzolani, G., Pirozzi, F., & d'Antoni, G. (1998). A generalized settling approach in the numerical modeling of sedimentation tanks. *Water science and technology*, 38(3), 95-102.
- McMahon G.F., Fitzgerald R., McCarthy B. (1984). BRASS model: practical aspects. *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, 110 (1), 75-89.
- Miklas S., Piotr G. (2007). Review of permeable pavement. *Building and Environment*, 42, 3830-3836.
- Moura P. (2008). Méthode d'évaluation des performances des systèmes d'infiltration des eaux de ruissellement en milieu urbain. Thèse de doctorat INSA de Lyon. France, 355 p.

Mulot F., (2008). Modélisation dynamique d'un ouvrage de traitement d'effluents urbains en temps de pluie. Mémoire stage master.

Musy A., Soutter M., (1991). Physique du sol. Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne (Collection gérer l'environnement), 348 p.

Nix S.J. (1994). Urban Stormwater Modelling and Simulation, Lewis Publishers, Boca Raton.

North Central Texas Council of Governments. (2001). Annual regional stormwater monitoring report for North Central Texas, 23 p. <http://www.txnpsbook.org>,

ONEMA, Gérer les milieux aquatiques de manière globale, 2010

Pagatto C., Legret M., Le Cloirec P. (2000). Comparison of the hydraulic behaviour and the quality of the highway runoff water according to the type pavement. *Wat. Res.* Vol. 34, No. 18, pp. 4446±4454.

Peck S. W., Callaghan C., Kuhn M. E., Bass B. (1999). Greenbacks from green roofs: forging a new industry in Canada. *Société canadienne d'hypothèques et de logement*, 78 p.

Persson J., Somes N., Wong T. (1999). Hydraulics efficiency of constructed wetlands and ponds. *Water Science and Technology* 40, 291–300.

Pleau, M., Colas, H., Lavallée, P., Pelletier, G., & Bonin, R. (2005). Global optimal real-time control of the Quebec urban drainage system. *Environmental Modelling & Software*, 20(4), 401-413.

Plum, V., Dahl, C. P., Bentsen, L., Petersen, C. R., Napstjert, L., & Thomsen, N. B. (1998). The actiflo method. *Water Science and technology*, 37(1), 269-275.

Pratt C.J., Newman A.P., Bond P.C. (1999). Mineral oil biodegradation within a permeable pavement: long-term observations. *Water Science and Technology* ; 39(2):109–30.

Ranchet J., Penaud F., Le Grand R., Constant A., Obry P., Soudieu, B. (1995). Comparaison d'une chaussée pavée et d'une chaussée drainante du point de vue de leur comportement hydraulique et de leur impact sur la dépollution des eaux de pluie. *NOVATECH95*, 635-639.

Rauch, W., Aalderink, H., Krebs, P., Schilling, W., & Vanrolleghe, P. (1998). Requirements for integrated wastewater models—driven by receiving water objectives. *Water science and technology*, 38(11), 97-104.

Rauch, W., Bertrand-Krajewski, J. L., Krebs, P., Mark, O., Schilling, W., Schütze, M., & Vanrolleghe, P. A. (2002). Mathematical modelling of integrated urban drainage systems. *Water science and technology*, 45(3), 81-94.

Razak Ab, I. A., & Christensen, E. R. (2001). Water quality before and after deep tunnel operation in Milwaukee, Wisconsin. *Water research*, 35(11), 2683-2692.

Roche, P. A., Billen, G., Bravard, J. P., Décamps, H., Pennequin, D., Vindimian, E., & Wasson, J. G. (2005). Les enjeux de recherche liés à la directive-cadre européenne sur l'eau. *Comptes Rendus Geoscience*, 337(1), 243-267.

Sansalone, J. J., & Buchberger, S. G. (1997). Partitioning and first flush of metals in urban roadway storm water. *Journal of Environmental engineering*, 123(2), 134-143.

Schuh, W. M. (1990). "Seasonal variation of clogging of an artificial recharge basin in a northern climate." *Journal of Hydrology* 121(1-4): 193-215.

Somes, N.L.G., Wong, T.H.F. (1994). Design criteria for a trial wetland to improve the water quality from a small rural catchment. *Water Down Under 94: Surface Hydrology and Water Resources Papers ; Preprints of Papers* 403.

Takács, I., Patry, G. G., & Nolasco, D. (1991). A dynamic model of the clarification-thickening process. *Water research*, 25(10), 1263-1271.

Tardat-Henry M., Beaudry J. P., (1992). *Chimie des Eaux*, deuxième édition, Les éditions le Griffon d'argile, 537 pp.,

Thoft-Christensen, P., & Baker, M. J. (1982). *Structural reliability theory and its applications*.

Thomas, B.B., Mark, H.S., Janelle, A., Brian, B. (2008). Potential for localized groundwater contamination in a porous pavement parking lot setting in Rhode Island. *Environ Geol*, pp. 571-582.

Torres A. (2008). *décantation des eaux pluviales dans un ouvrage réel de grande taille : éléments de réflexion pour le suivi et la modélisation*. Thèse de doctorat, INSA de Lyon, 2008, 384 p.

Triton (1991). *Computer training course: Integrated urban runoff*. Dep. of Env. Eng., Techn. University of Denmark.

Vesilind, P. A. (1980). *Treatment and disposal of wastewater sludges*. Ann arbor science.

Vymazal J (2007). Removal of nutrients in various types of constructed wetlands. *Science of The Total Environment* 380, 48-65.

Waarmars E., Larsen A. V., Jacobsen P., Mikkelsen P. S. (1999). Hydrologic behaviour of stormwater infiltration trenches in a central urban area during 2 years of operation. *Water Science and Technology*, 39(2). 217-224.

Winiarski T, Delolme C, Bedell J.P, Ghidini M, Crosnier J., Bobillon G, (2001). Profils chimique, biologique et permeabilité du bassin Django Reinhardt. Final Report, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Lyon, France, 10 p.

Yayia. (1989). Traitement de la pollution pluviale en Val de Marne-DEA Technique et gestion de l'environnement-ENPC, septembre 1989.

Zhu, W., Seth, R., & Lalman, J. (2007). Evaluation of a micro carrier weighted coagulation flocculation process for the treatment of combined sewer overflow. *Environmental technology*, 28(7), 761-770.

Zoppou, C. (2001). Review of urban storm water models. *Environmental Modelling and Software* 16, 195–231.

Council of Europe. 2000. The European Landscape Convention. Strasbourg.

Annexes

Annexe 1

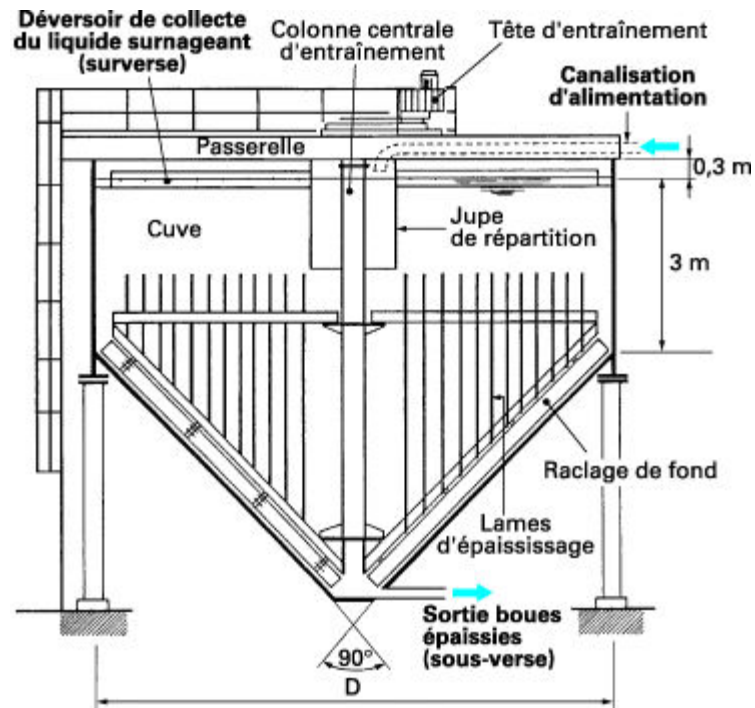


Figure 1.1 Coupe verticale du clarificateur-épaississeur CPM (Degremont).

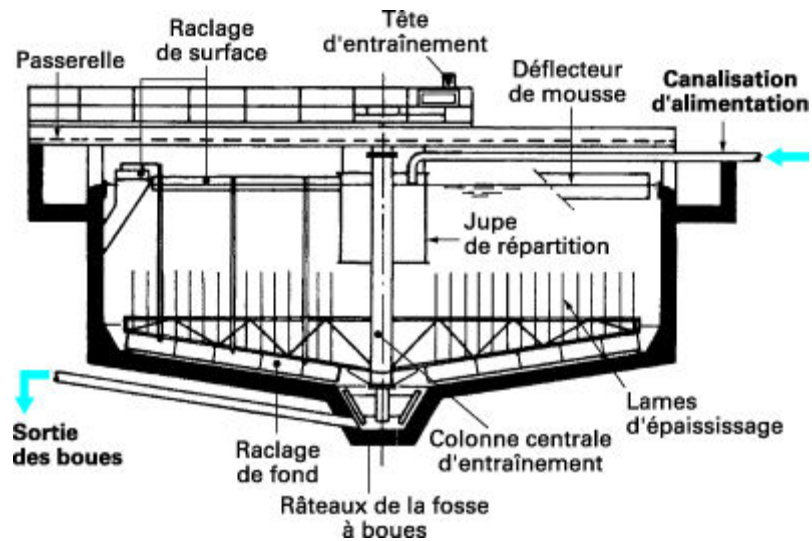


Figure 1.2 : Coupe verticale du clarificateur-épaississeur CPB (Degremont).

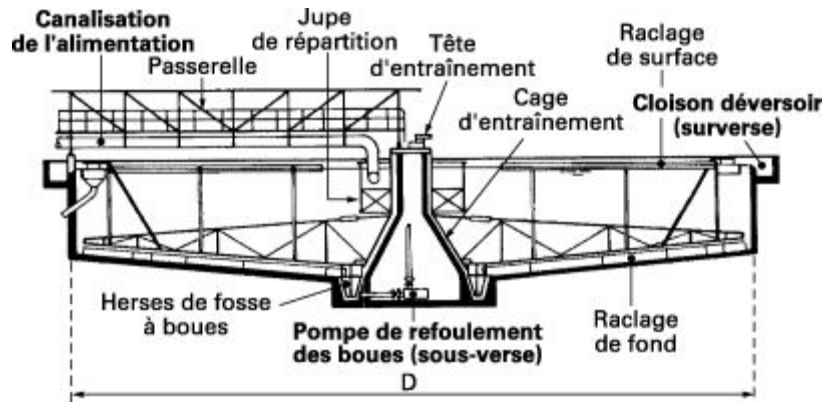


Figure 1.3 : Coupe verticale du décanteur-épaisseur CFS (Degremont).

Annexe 2

Courbe granulométrique des sables utilisés dans les essais jar test



MASTERSIZER 2000

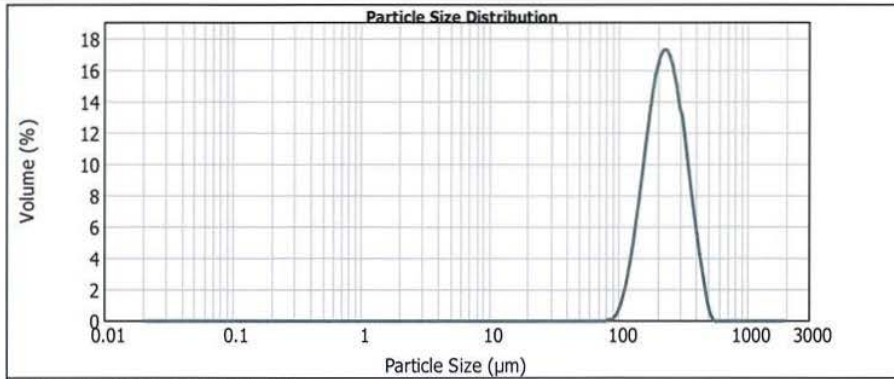
Result Analysis Report

Sample Name: Sable
Sample Source & type: Factory
Sample bulk lot ref:
SOP Name:
Measured by: Granulomètre
Result Source: Measurement
Measured: jeudi 27 juin 2013 09:53:00
Analysed: jeudi 27 juin 2013 09:53:01

Particle Name: Fraunhofer
Particle RI: 0.000
Dispersant Name: Water
Accessory Name: Hydro 2000SM (A)
Absorption: 0
Dispersant RI: 1.330
Analysis model: General purpose
Size range: 0.020 to 2000.000 um
Weighted Residual: 1.596 %
Sensitivity: Normal
Obscuration: 12.09 %
Result Emulation: Off

Concentration: 0.4005 %Vol
Specific Surface Area: 0.0274 m²/g
Span : 0.888
Surface Weighted Mean D[3,2]: 218.827 um
Uniformity: 0.276
Vol. Weighted Mean D[4,3]: 243.537 um
Result units: Volume

d(0.1): 149.699 um d(0.5): 231.648 um d(0.9): 355.356 um



Sable, jeudi 27 juin 2013 09:53:00

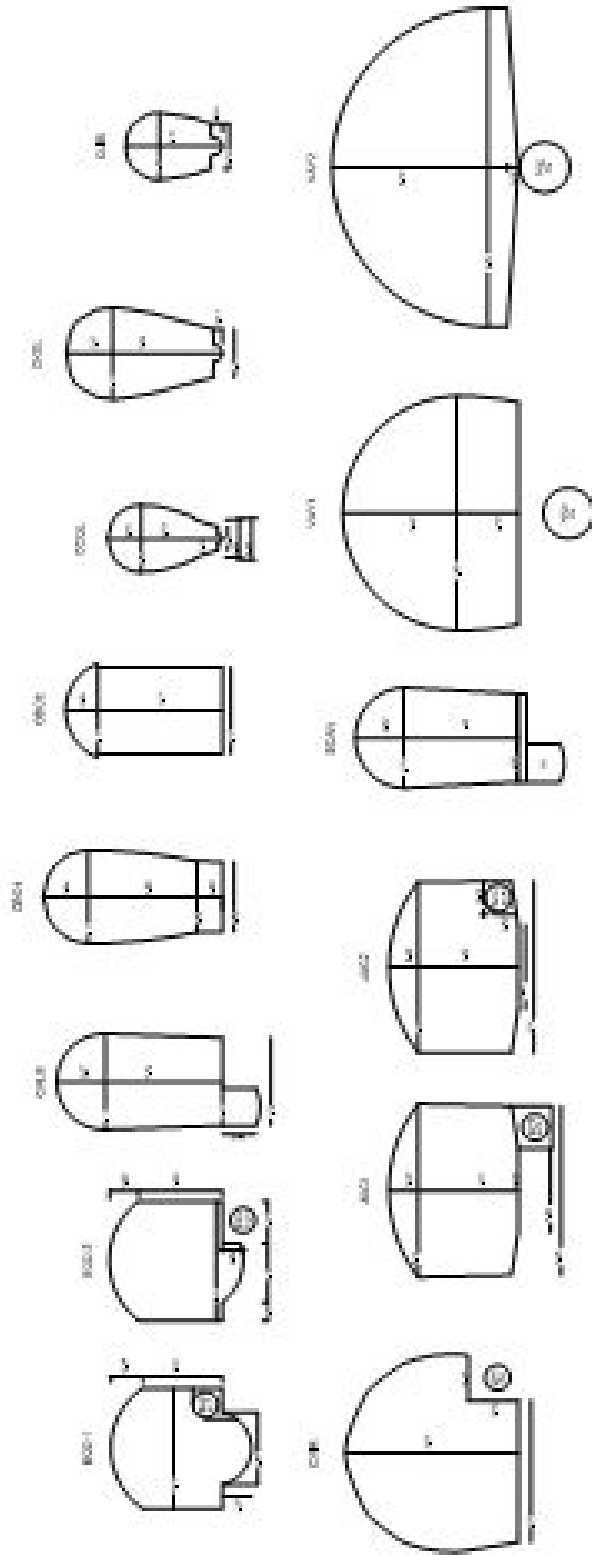
Size (µm)	Volume In %	Size (µm)	Volume In %	Size (µm)	Volume In %	Size (µm)	Volume In %	Size (µm)	Volume In %	Size (µm)	Volume In %
0.010	0.00	0.105	0.00	1.096	0.00	11.482	0.00	120.226	4.05	1258.925	0.00
0.011	0.00	0.120	0.00	1.259	0.00	13.183	0.00	138.038	7.36	1445.440	0.00
0.013	0.00	0.138	0.00	1.445	0.00	15.136	0.00	158.489	10.94	1659.587	0.00
0.015	0.00	0.158	0.00	1.660	0.00	17.378	0.00	181.970	14.00	1905.461	0.00
0.017	0.00	0.182	0.00	1.905	0.00	19.953	0.00	208.930	15.55	2187.762	0.00
0.020	0.00	0.209	0.00	2.188	0.00	22.909	0.00	239.883	15.11	2511.886	0.00
0.023	0.00	0.240	0.00	2.512	0.00	26.303	0.00	275.423	12.81	2884.032	0.00
0.026	0.00	0.275	0.00	2.884	0.00	30.200	0.00	316.228	9.32	3311.311	0.00
0.030	0.00	0.316	0.00	3.311	0.00	34.674	0.00	363.078	5.70	3801.894	0.00
0.035	0.00	0.363	0.00	3.802	0.00	39.811	0.00	416.869	2.71	4365.158	0.00
0.040	0.00	0.417	0.00	4.365	0.00	45.709	0.00	478.630	0.38	5011.872	0.00
0.046	0.00	0.479	0.00	5.012	0.00	52.481	0.00	549.541	0.00	5754.399	0.00
0.052	0.00	0.550	0.00	5.754	0.00	60.256	0.00	630.957	0.00	6606.934	0.00
0.060	0.00	0.631	0.00	6.607	0.00	69.183	0.00	724.436	0.00	7585.776	0.00
0.069	0.00	0.724	0.00	7.586	0.00	79.433	0.01	831.784	0.00	8709.636	0.00
0.079	0.00	0.832	0.00	8.710	0.00	91.201	0.33	954.993	0.00	10000.000	0.00
0.091	0.00	0.955	0.00	10.000	0.00	104.713	0.33	1096.478	0.00		
0.105	0.00	1.096	0.00	11.482	0.00	120.226	1.72	1258.925	0.00		

Operator notes:

Annexe 3

Section des collecteurs des collecteurs particuliers dans le bassin versant simulés sous Infoworks CS.

Sections des collecteurs sur le bassin de Boudonville



Annexe 4

Protocole Jar test adapté aux essais jar test effectués sur les eaux reconstituées du bassin versant de Boudonville

Caractérisation des eaux brutes

Calcul du taux de dilution des eaux brutes par l'eau du ruisseau pour préparer un volume final.

- Remplir chaque récipient avec 1 L de l'eau reconstituée.
- Plonger les agitateurs et agiter à 200 tr/min.
- Ajouter le coagulant.
- Prise de Photos
- Maintenir l'agitation pendant 2 min
- Ajouter 4-5 g de micro sable dans chaque récipient Jar-Test (si on ajoute du sable) (voir Annexe 1)
- Prise de photos
- Réduire la vitesse d'agitation à 120 tr/min (le micro sable doit rester en suspension)
- Ajouter le floculant (polymère) et maintenir l'agitation pendant 3 min pour la maturation.
- Prise de photos
- Arrêter l'agitation et laisser décanter pendant 5 min. Observer et reporter la qualité de la clarification de chaque Jar-Test.
- Prise de photos
- Après la décantation. l'eau clarifiée est prélevée et les mesures de turbidité, de temps de filtration, d'absorbance UV-visible. De fluorescence, de teneur en fer sont effectués sur des échantillons d'eau filtrée et non filtrée. On utilise une pipette de 50 mL pour prélever des échantillons en prenant soin de se place juste en dessous de la surface de l'eau et en évitant de se placer près de la boue décantée

Le tableau III.22 donne un exemple de séries d'essais pour un lot eaux résiduaires – eau de ruisseau donné, sachant que compte tenu de la variation instantanée de la qualité des eaux dans le ruisseau et au niveau de la chambre d'entrée de la STEP, les pourcentages retenus peuvent varier

Tableau 3.1 Exemple de caractérisation des eaux et un jar test

Echantillons	Coagulant	Dose	Floculant
96% : eau de ruisseau	FeCl ₃	20 mg	Floculant classique utilisé dans la STEP
		30 mg	
		40 mg	
		50 mg	
		60 mg	
4% : eau de la STEP	Hydrex 3818/3819	05 ml	Floculant classique
		10 ml	
		15 ml	Hydrex 3841/3842
		17 ml	
		20 ml	

Les manipulations effectuées ont pour objectif de déterminer le couple (coagulant/floculant) qui donne le meilleur rendement dans le cas des eaux issues du bassin versant Keller. Une fois que les produits les plus efficaces ont été déterminés nous avons fait varier la charge en pollution pour voir leur comportement dans le cas d'un évènement pluvieux.

Les différents cas testés sont montrés dans la Figure 32. Vu le nombre important de cas et l'importance de travailler sur des nouvelles eaux lors de chaque test il est impossible de tester la même eau sur l'ensemble des produits au cours de la même journée. Dans ce cas on teste un seul coagulant par jour sur l'ensemble des floculants. L'ensemble des tests sont refait deux fois pour valider les résultats.

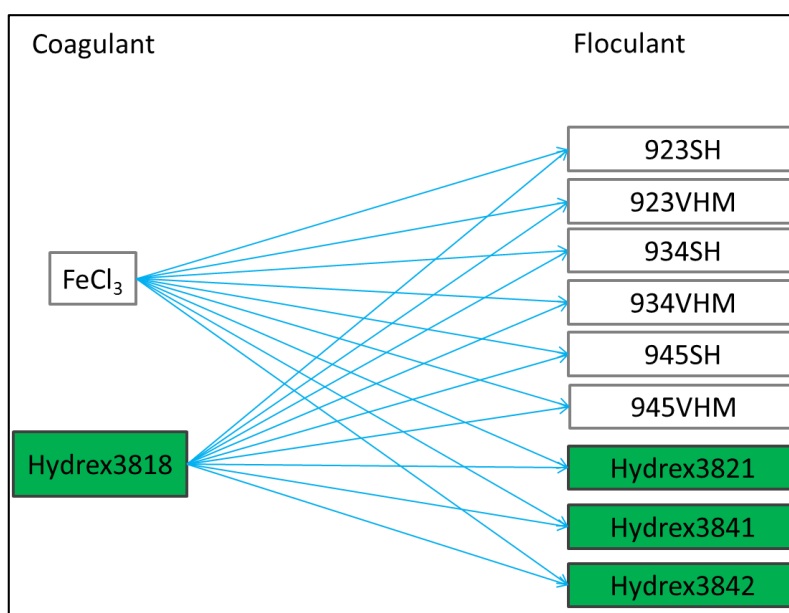


Figure 3.1 Différents tests effectués durant les manipulations

Annexe 5

Suite des résultats des essais Jar test

Essai du 18/03/2013 : HYDREX3818 avec les flocculants classiques

Dans cet essai le coagulant Hydrex 3818 est testé avec les flocculant classiques. Les eaux utilisées sont relativement dans la même charge de pollution.

Tableau 4.1 : Caractérisation des eaux.

Echantillon	pH	MES (mg/L)	NH ₄ ⁺ (mg/L)	Turbidité (NTU)	COD	NGL
Eaux usées	8.72	12	50	154	15	22
Ruisseau	8.68	5	0.3	4	4	4
Taux de mélange		V _{eaux usées} : 29.5%		V _{eaux Ruisseau} : 70.5%		
Mélange	8.26	4	18	51	11	21

Les résultats de turbidité obtenus montrent une stabilité dans le taux d'élimination avec l'ensemble des flocculants utilisés. Le produit donc semble très efficace avec cette gamme de flocculants pour l'élimination de la turbidité. sauf avec les deux autres paramètres (COD et azote total) on apprécie une stabilité dans les résultats obtenus avec une augmentation du Carbone organique dissous. cette augmentation est due à la nature organique du coagulant lui-même.

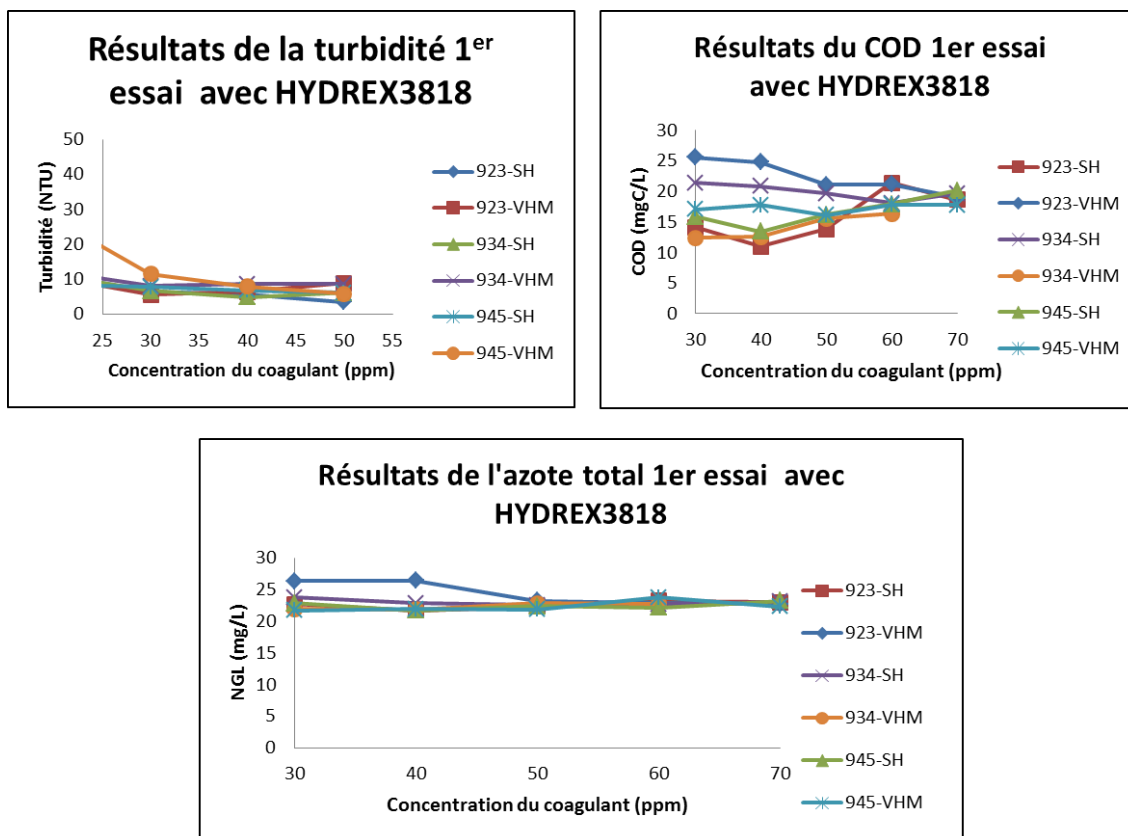


Figure 4.1 : Résultats du 1^{er} essai de 18/03/2013

Essai du HYDREX3818 avec les flocculants classiques (2^{ème} essai)

Le second essai avec Hydrex 3818 a été effectué sur des eaux plus chargées en pollution par rapport à l'essai précédent. En effet, la charge des MES et de la turbidité est importante avec une concentration en azote total plus faible.

Tableau 4.2 : Caractérisation des eaux.

Echantillon	DCO _T	MES (mg/L)	NH ₄ ⁺ (mg/L)	Turbidité (NTU)	COT	NGL
Eaux usées	477	94	12	179	55	33
Ruisseau	89	38	0.2	22	6	9
Taux de mélange		V _{eaux usées} : 50 %		V _{eaux Ruisseau} : 50 %		
Mélange	312	55	9	112	25	18

On observe également dans ce cas le même comportement de la turbidité avec des rendements d'élimination très proche et une légère augmentation du carbone organique dissous. L'azote total est stable dans tous les cas.

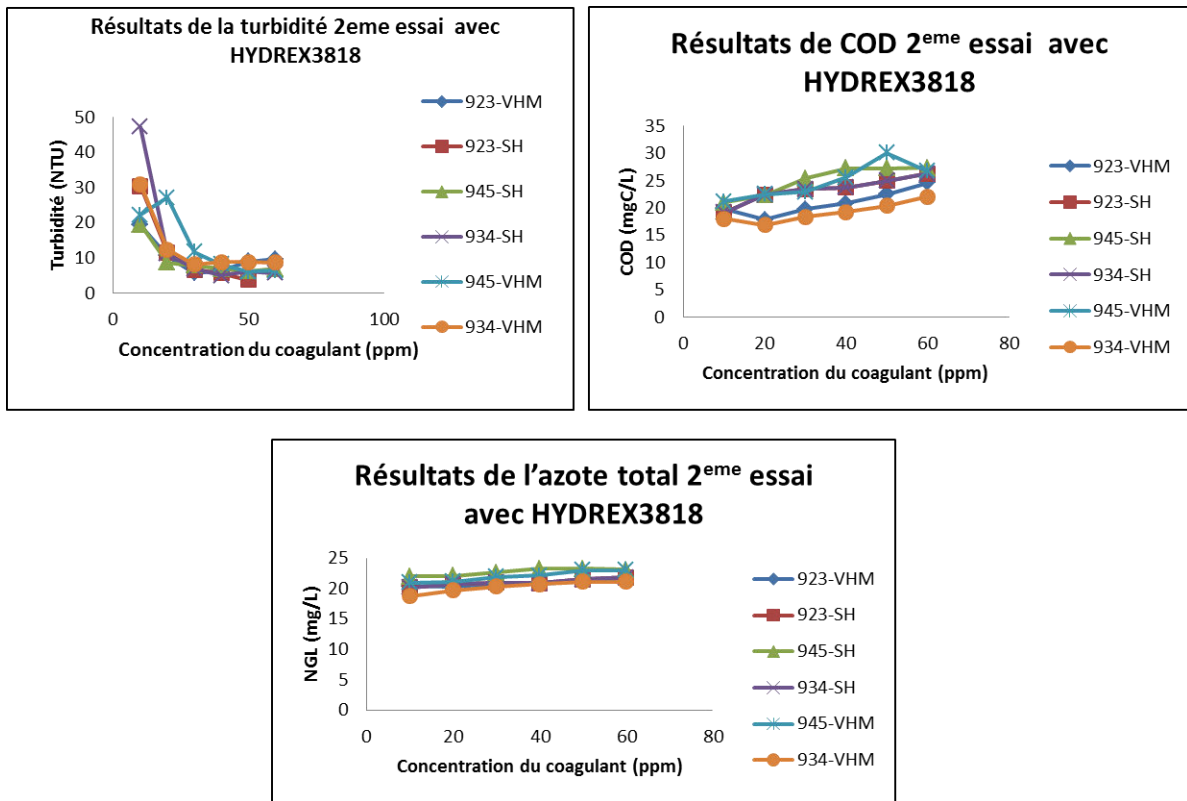


Figure 4.2 Résultats du 2eme essai de 18/03/2013

On confirme également les mêmes tendances pour la pollution dissoute en termes de COD et de l'azote total (Figure III.60).

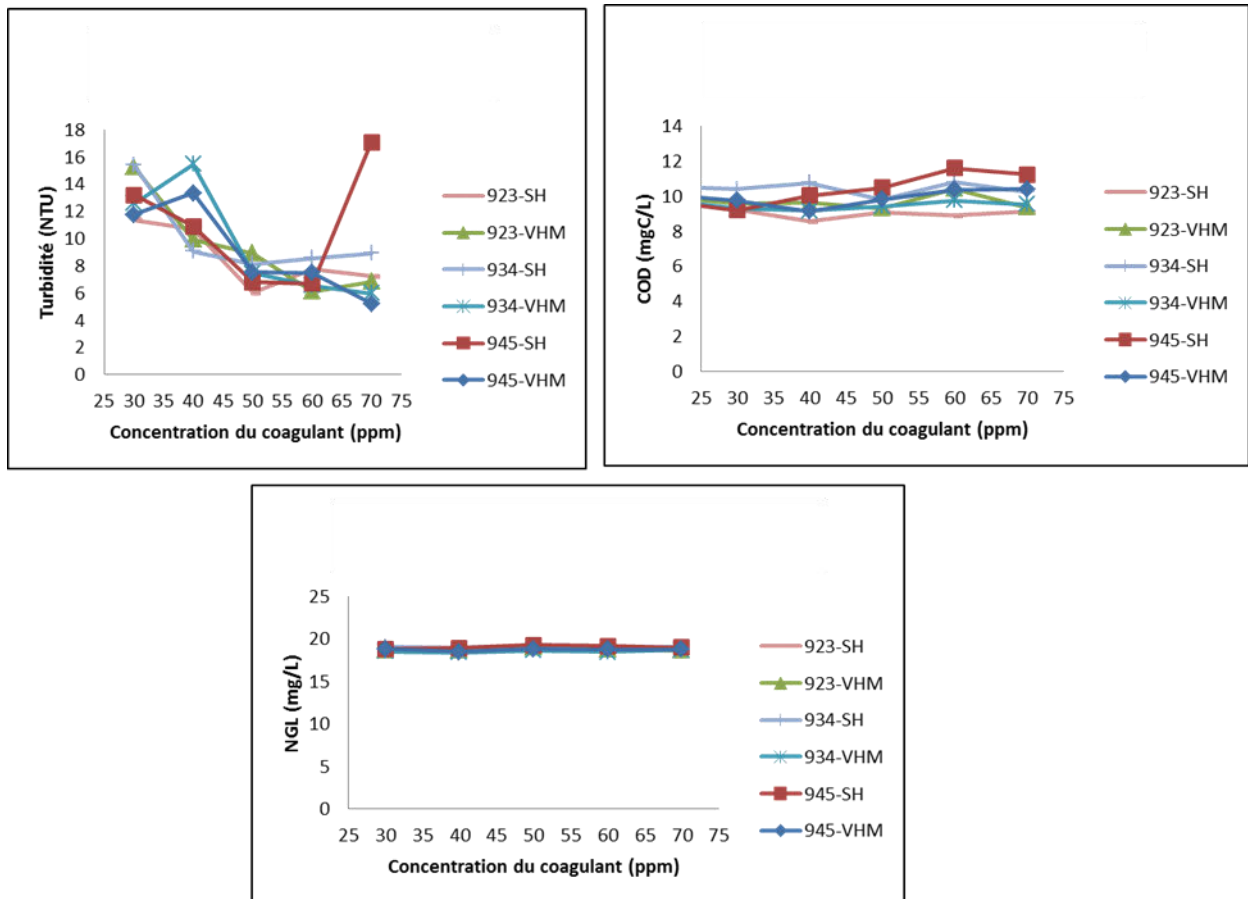


Figure 4.3 : Résultat du second essai avec le coagulant FeCl₃.

Un deuxième essai a été effectué pour confirmer les résultats obtenus (Figure III.63). On observe un comportement identique : obtention de meilleurs abattements pour la turbidité et la DCO totale avec l'Hydrex3842, stabilité des valeurs de l'azote et augmentation du COD.

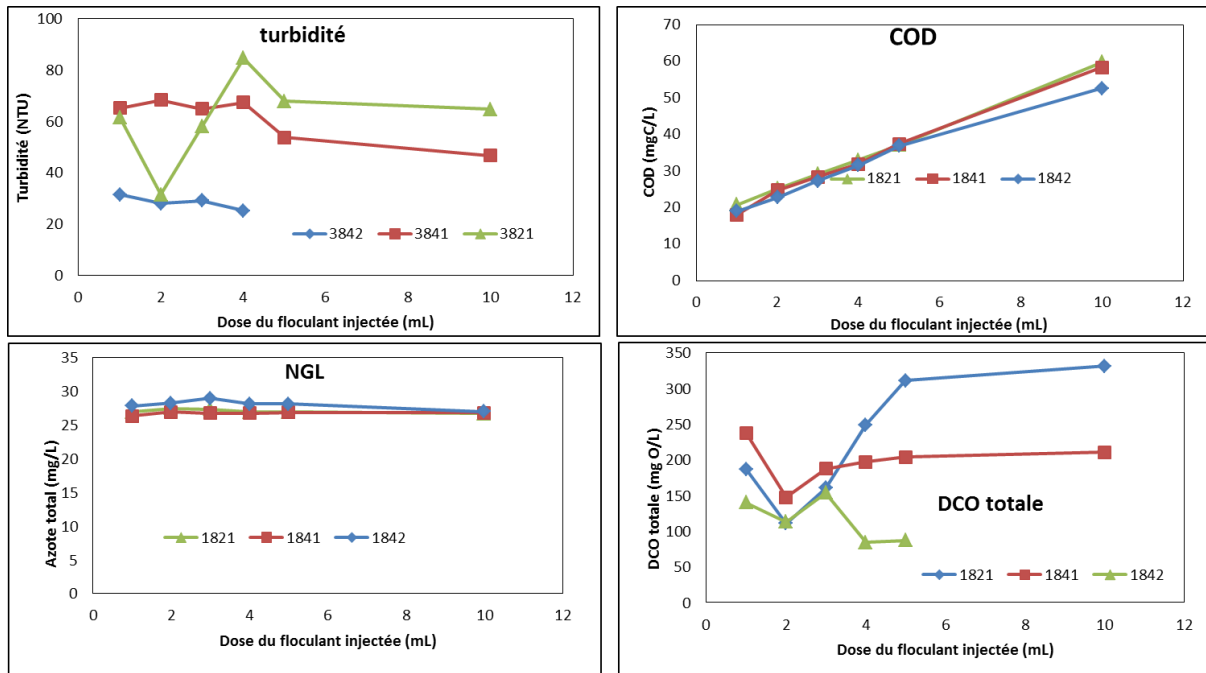


Figure 4.5 : Essai du 18/03/2013 : HYDREX3818 (50 ppm) avec flocculants verts.

Essai du 27/03/2013 : FeCl₃ et HYDREX3818 avec les flocculants verts

Les trois flocculants Hydrex 3821. Hydrex 3841. Hydrex 3842 sont testés avec les deux coagulants FeCl₃ et Hydrex 3818 sur des eaux dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau III.23. Les eaux usées sont très chargées en pollution ce qui va influencer le mélange obtenu. La demande chimique en Oxygène (DCO) est de l'ordre de 300 mg O/L tandis que les MES sont de l'ordre de 170 mg/L et une turbidité de 105 NTU.

Tableau 4.2 Caractérisation des eaux utilisées

Echantillon	pH	DCO _T	MES (mg/L)	NH ₄ ⁺ (mg/L)	Turbidité (NTU)	COT	NGL
Eaux usées	8.53	616	284	58	266	55	32
Ruisseau	8.61	50	11	0.1	19	6	9
Taux de mélange		V _{eau usée} : 34.1%			V _{ruisseau} : 65.9%		
Mélange	ND	298	172	21	105	25	17

Les résultats obtenus sont présentés dans les Figures 38 et 39. L'efficacité de l'élimination en termes de la turbidité est très faible dans le cas du FeCl₃. Elle est relativement stable quelle que soit la dose injectée du FeCl₃. L'augmentation de la pollution organique dissoute et totale est plus pointue dans ce cas. les flocculants agro-ressourcés ont beaucoup plus de tendance à augmenter ce type de pollution. L'azote total est très stable et il arrive à passer les étapes de traitement sans disparition.

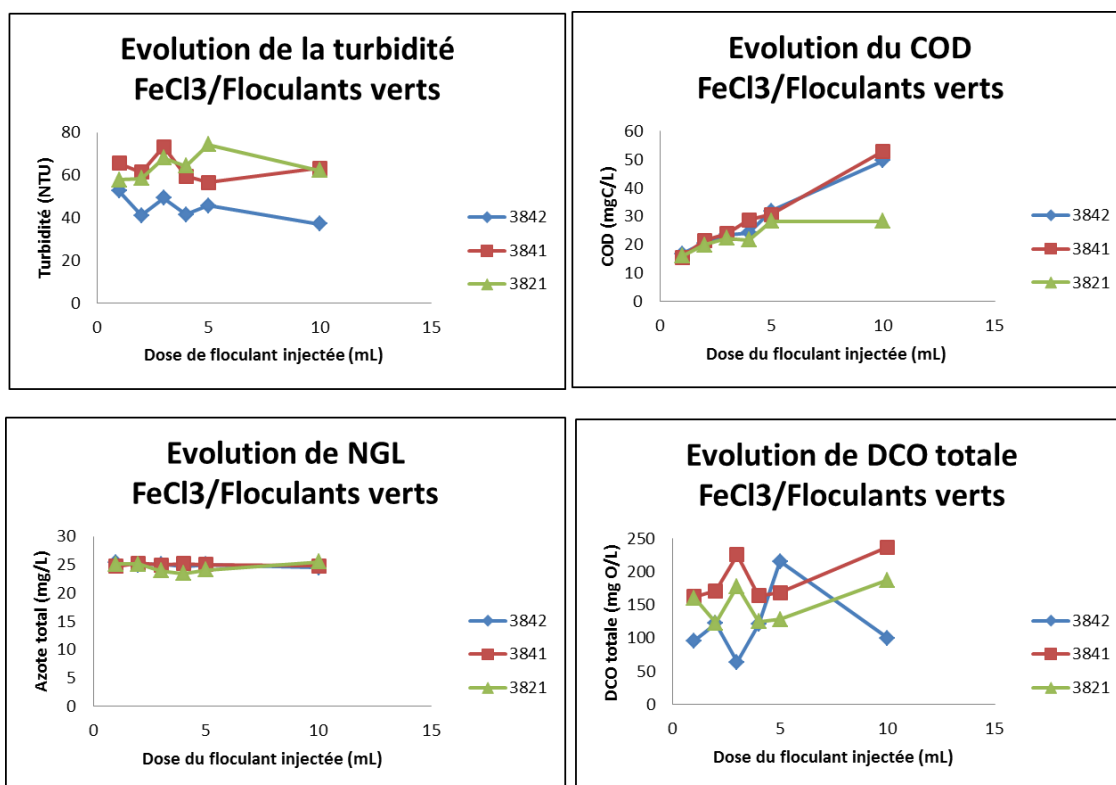
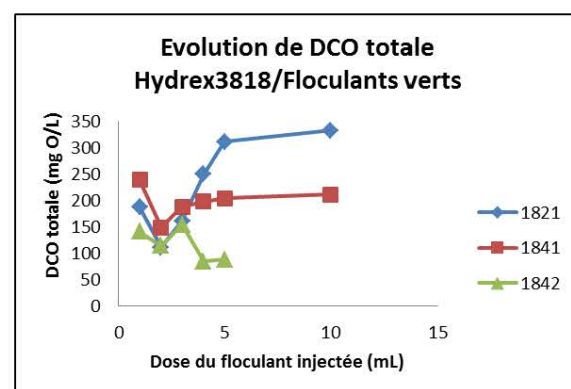
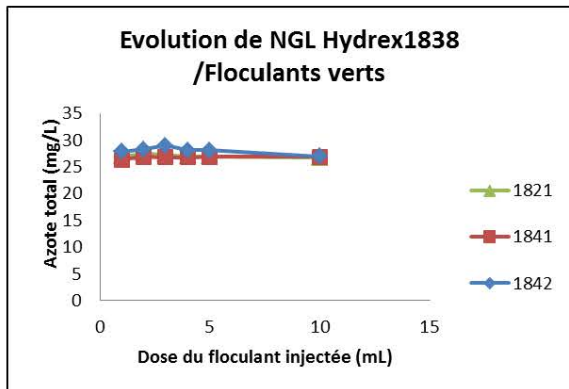
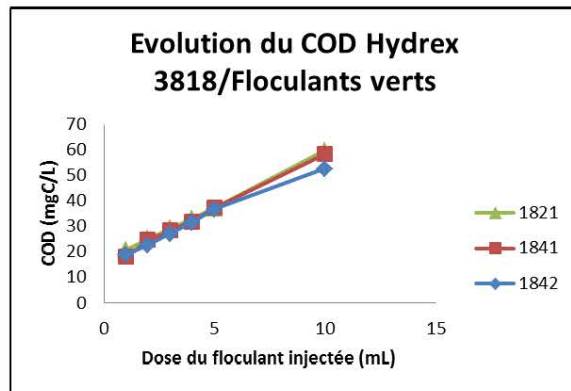
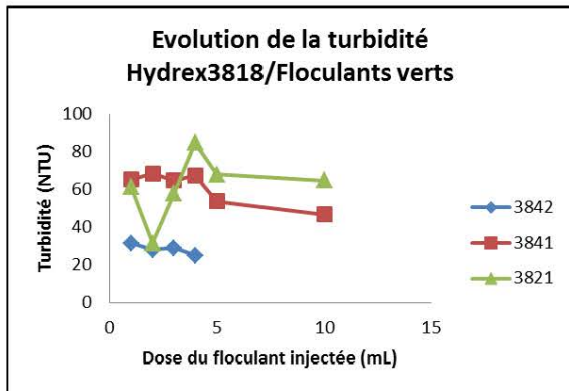


Figure 4.6 : Essai du 27/03/2013 cas du FeCl₃.

Essai du 18/03/2013 : HYDREX3818 (50 ppm) avec flocculants verts



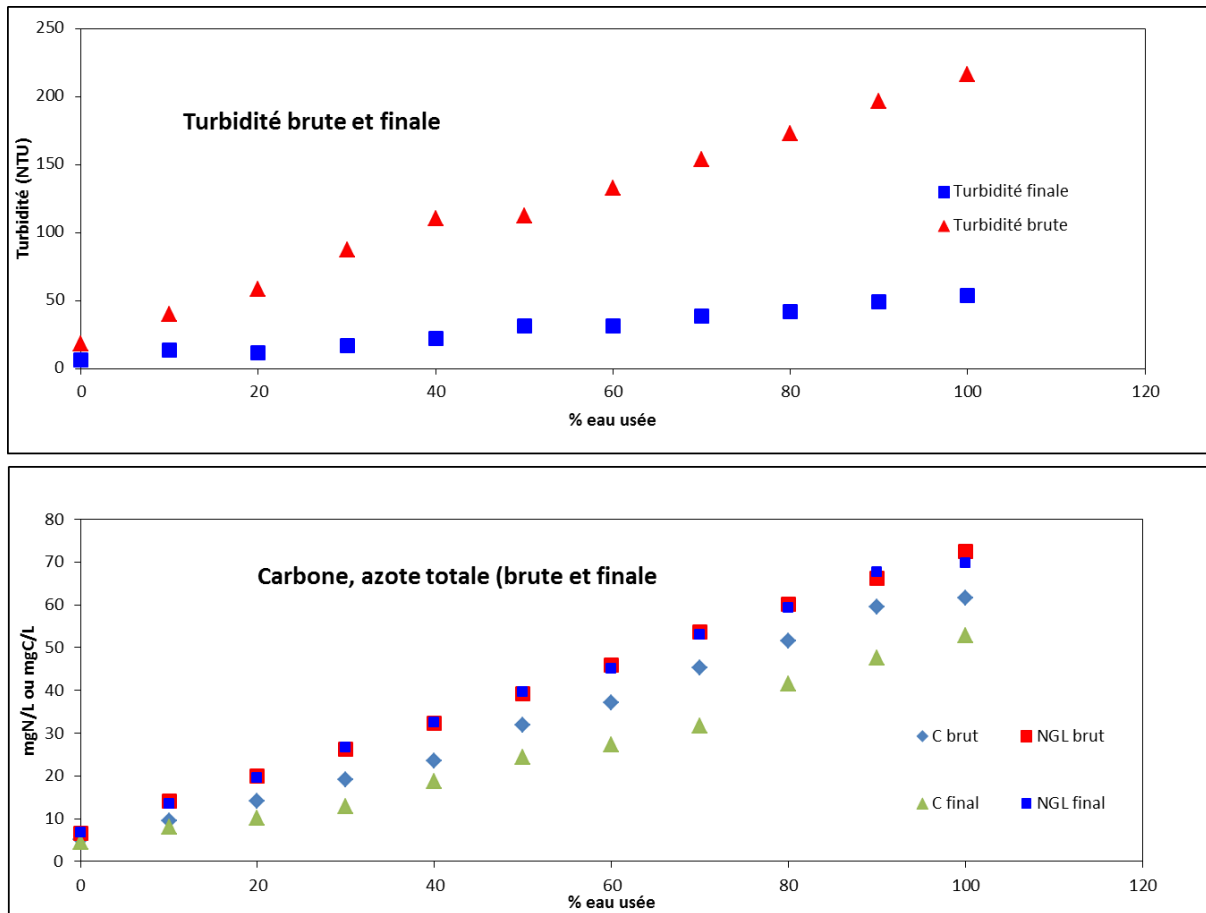


Figure 4.7 : Essai du 09/04/2013 : FeCl3/1842, Hydrex3818/945VHM.

Dans ce cas nous avons fixé la charge de la pollution et varié la dose des coagulants, l'échantillon choisi est le numéro 4 qui correspond à 80% des eaux usées et 20% des eaux de ruisseau.

Echantillon	pH	DCO _T (mgO ₂ /LL)	NH ₄ ⁺ (mg/L)	Turbidité (NTU)	COT (mgC/L)	NGL (mgN/L)
Eaux usées : 6	8,25	840	50	241	129	54
Ruisseau	8,64	87	3	21	5	6
Mélange : 80/20				204	98	43

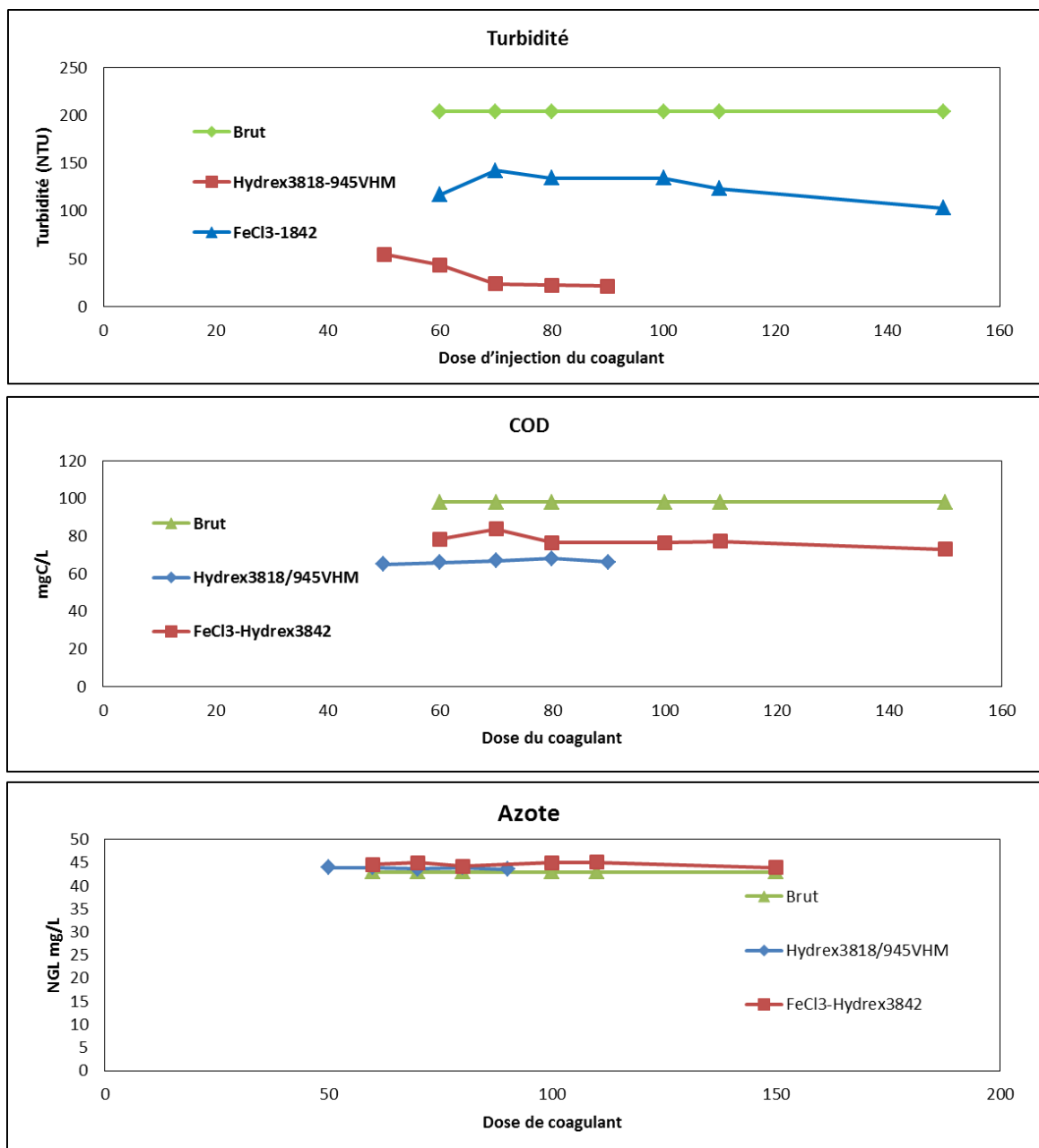


Figure 4.8 : Essai du 09/04/2013 : Hydrex3818/945-VHM et FeCl3/Hydrex3842.

- Essai du 12/04/2013 : FeCl3/1842, Hydrex3818/945VHM

Tableau 1 Essai du 12/04/2013 : FeCl3/1842, Hydrex3818/945VHM

Echantillon	DCO _T (mgO ₂ /L)	NH ₄ ⁺ (mg/L)	Turbidité (NTU)	COT (mgC/L)	NGL (mgN/L)
Eaux usées : 6	1113	64	356	167	66
Ruisseau	0	2,03		5	6
1 : 50/50		32,34	184	74	34

2 : 60/40	40,2	130	92	40
3 : 70/30	46	255	109	45
4 : 80/20	56	287	132	54
5 : 90/10	60	322	148	59

Charge variable

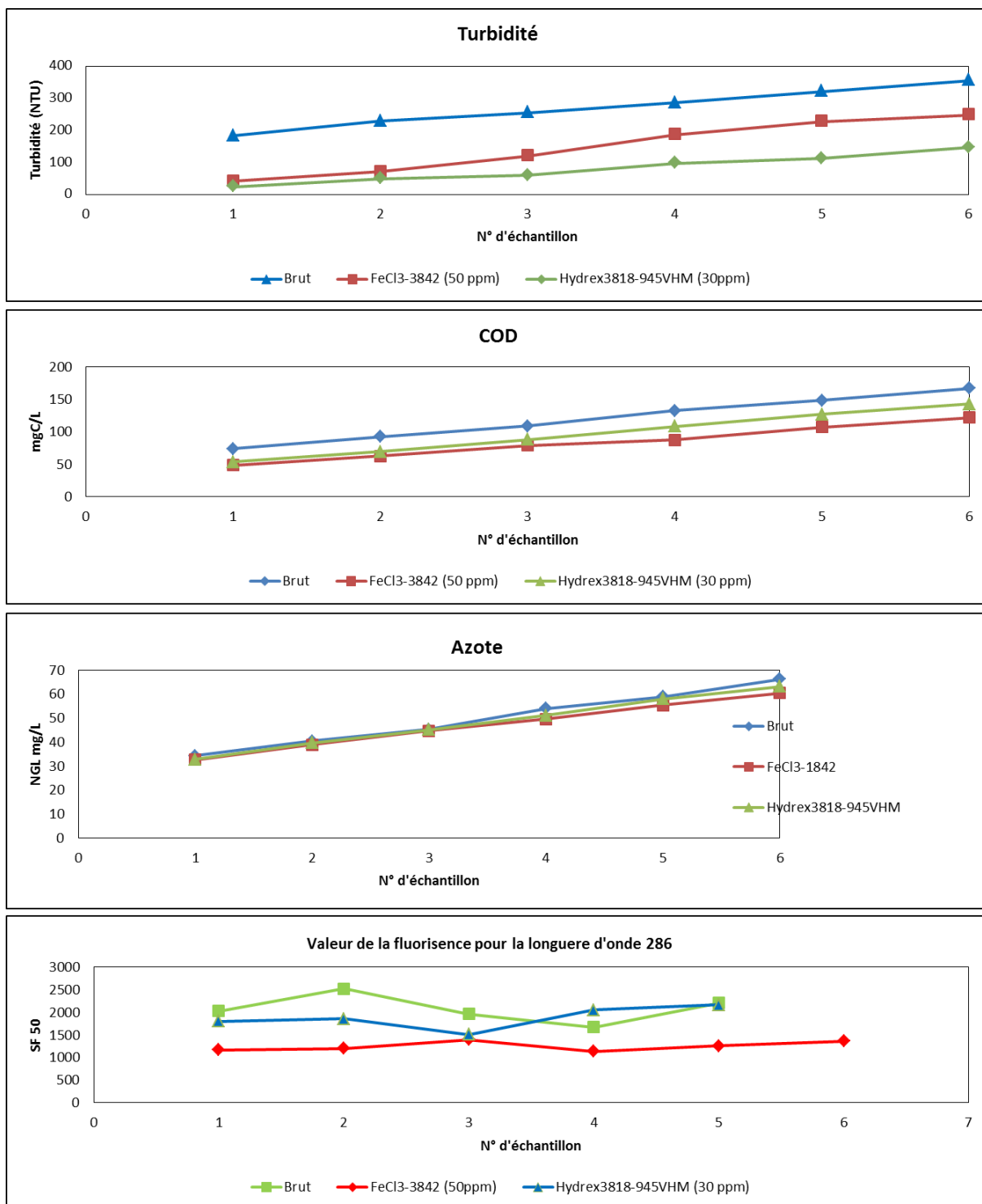


Figure 4.9 : Résultats des paramètres de qualité pour les couples FeCl₃/1842, Hydrex3818/945VHM dans le cas d'une charge de pollution variable.

Charge fixe

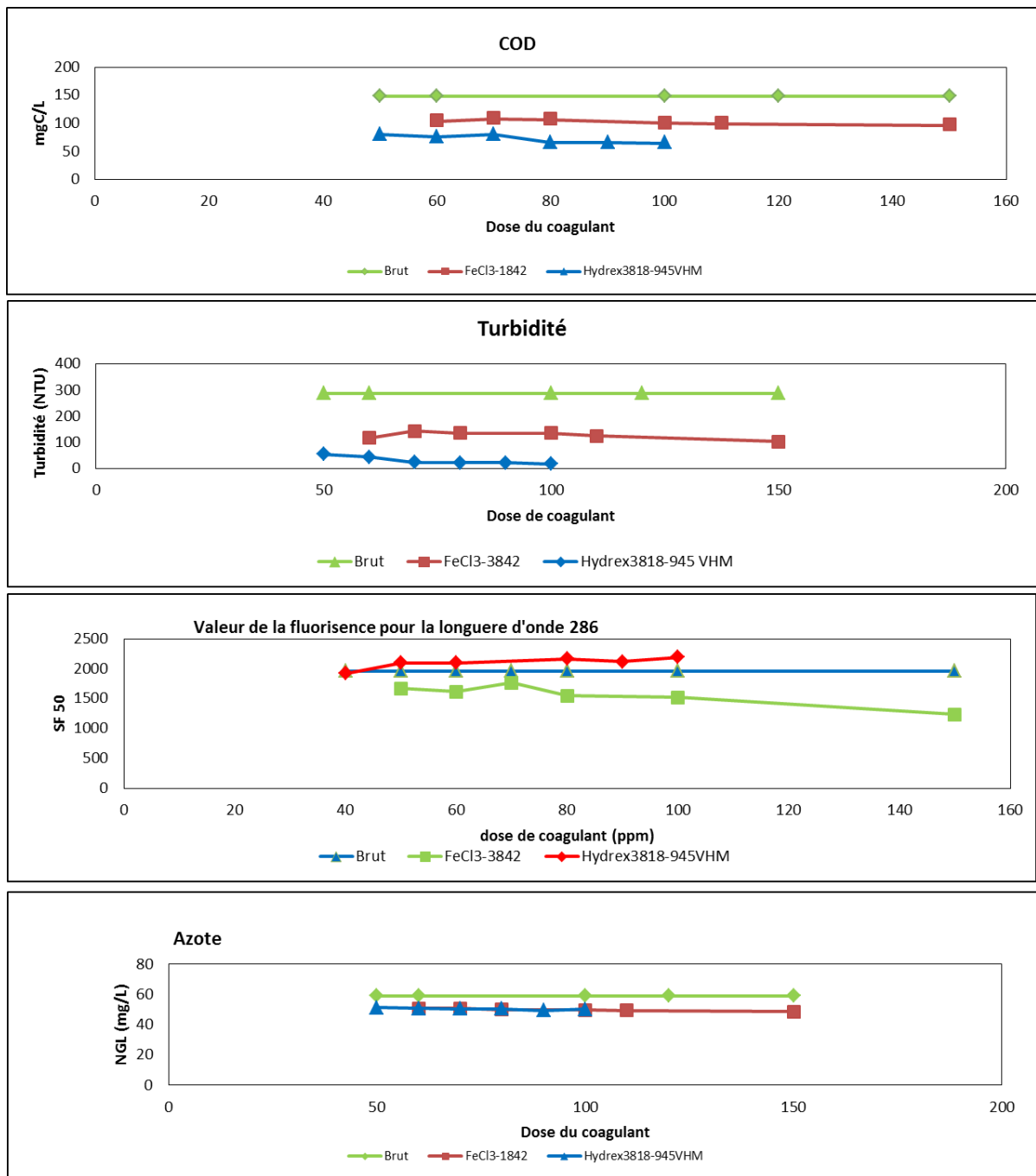


Figure 4.10 : Résultats des paramètres de qualité pour les couples FeCl₃/1842, Hydrex3818/945VHM dans le cas d'une charge de pollution fixe.

Annexe 6

Paramètres de simulation

Paramètres	Valeur
Hauteur min pour débit de base (m)	0.02
Facteur de débit de base	0.014
Pente pour laquelle le débit de base est doublé (m/m)	0.005
Pas minimum d'espacement (m)	0.5
Pas maximum d'espacement (m)	100
Multiplicateur de la largeur de la conduite	20
Nombre minimum de points de calcul	5
Largeur Minimale de la fente (m)	0.001
Ratio de célérité	10
Plus petit nombre de Froude	0.8
Nombre de Froude max	1
Pas de temps de départ (s)	7.5
Pas maximum d'espacement	1920
Temps de mise en phase (min)	15
Tolérance de débit en régime stationnaire (m ³ /s)	0.0005
Tolérance de niveau en régime stationnaire (m)	0.005
Initialisation: nombre maximum de divisions du pas de temps	10
Initialisation: nombre maximum d'itérations	10
Initialisation: nombre maximum d'itérations après doublement	7
Initialisation: tolérance des écarts de débit	0.01
Initialisation: Facteur d'échelle de tolérance pour le débit	1
Initialisation: tolérance des écarts de hauteur	0.01
Initialisation : Facteur d'échelle de tolérance pour la hauteur	1
Initialisation: tolérance des écarts de niveau	0.01
Initialisation: Facteur d'échelle de tolérance pour le niveau	1
Initialisation : Hauteur d'eau minimum dans les conduites (m)	0.01
Initialisation: (m ²)	1
Initialisation: Facteur de pondération (temps)	1
Initialisation: tolérance pour le bilan de volume	0
Initialisation: Facteur d'échelle de tolérance pour le volume	1
Simulation : nombre maximum de divisions du pas de temps	10
Simulation : nombre maximum d'itérations	10
Simulation : nombre maximum d'itérations après doublement	7
Simulation : tolérance des écarts de débit	0.01
Simulation : Facteur d'échelle de tolérance pour le débit	1

Simulation : tolérance des écarts de hauteur d'eau	0.01
Simulation : Facteur d'échelle de tolérance pour la hauteur	1
Simulation : tolérance des écarts de niveau	0.01
Simulation : Facteur d'échelle de tolérance pour le niveau	1
Simulation : Hauteur d'eau minimum dans les conduites (m)	0.01
Simulation: surface minimum aux nœuds (m2)	1
Simulation: Facteur de pondération (temps)	0.65
Simulation : tolérance des écarts de volume	0
Simulation : Facteur d'échelle de tolérance pour le volume	1
Toujours sous pression	0
Capacitance non linéaire	0
No. d'entrées pour la géométrie (def section)	15
Utiliser la surface totale pour les calculs de perte de charge	0
Injection de débit est latéral	0
Transition perte de charge (bas)	0
Transition perte de charge (haut)	0
Utiliser équation de Villemonte	0
Drop inertia in pressure pipes	0
Initialisation: Relax tolerance from run t/s	0
Simulation: Relax tolerance from run t/s	0

Annexe 7

Paramètres qualité eaux

Paramètres	Valeur
Multiplicateur du pas d'espace	3
Nombre de pas de temps initial	3
Pas de temps d'initialisation (s)	1920
Tolérance Initialisation	0.000001
Trajectory Solver - Switching Iterations	20
Trajectory Solver - Maximum Iterations	30
Trajectory Solver - Absolute Tolerance	0.005
Trajectory Solver - Relative Tolerance	0.005
Nœuds solveur- itérations maximum	10
Nœud solveur-Tolérance relative	0.001
Nœud solveur: facteur de pondération (temps)	1
Calcul de la hauteur du lit-Max Itérations	20
Calcul de la hauteur du dépôt-tolérance relative	0.05
Seuil de déposition	0.1
Dépôt d_{50} (mm)	0.04
Densité du dépôt	1.7
Colebrook-White - nombre maximum d'itérations	20
Colebrook-White - tolérance relative	0.01
Modèle érosion/déposition	Ackers- KUL
d_{50} pour SF1 (mm)	
Densité pour SF1	
Vitesse de chute de sf1	
Velikanov: coefficient critique d'érosion pour sf1	0.00225
Velikanov: coefficient critique de déposition pour sf1	0.00275
KUL: coefficient de déposition alpha pour SF1	
KUL: coefficient de déposition beta pour SF1	
KUL: coefficient de déposition gamma pour SF1	
KUL: coefficient d'érosion alpha pour SF1	
KUL: coefficient d'érosion beta pour SF1	
KUL: coefficient d'érosion gamma pour SF1	

d50 pour SF2 (mm)	
Densité pour SF2	
Vitesse de chute de sf2	
Velikanov: coefficient critique d'érosion pour sf2	0.00225
Velikanov: coefficient critique de déposition pour sf2	0.00275
Velikanov: coefficient critique d'érosion mixte	0.00225
Velikanov: coefficient critique de déposition mixte	0.00275

Annexe 8

Protocole VICAS

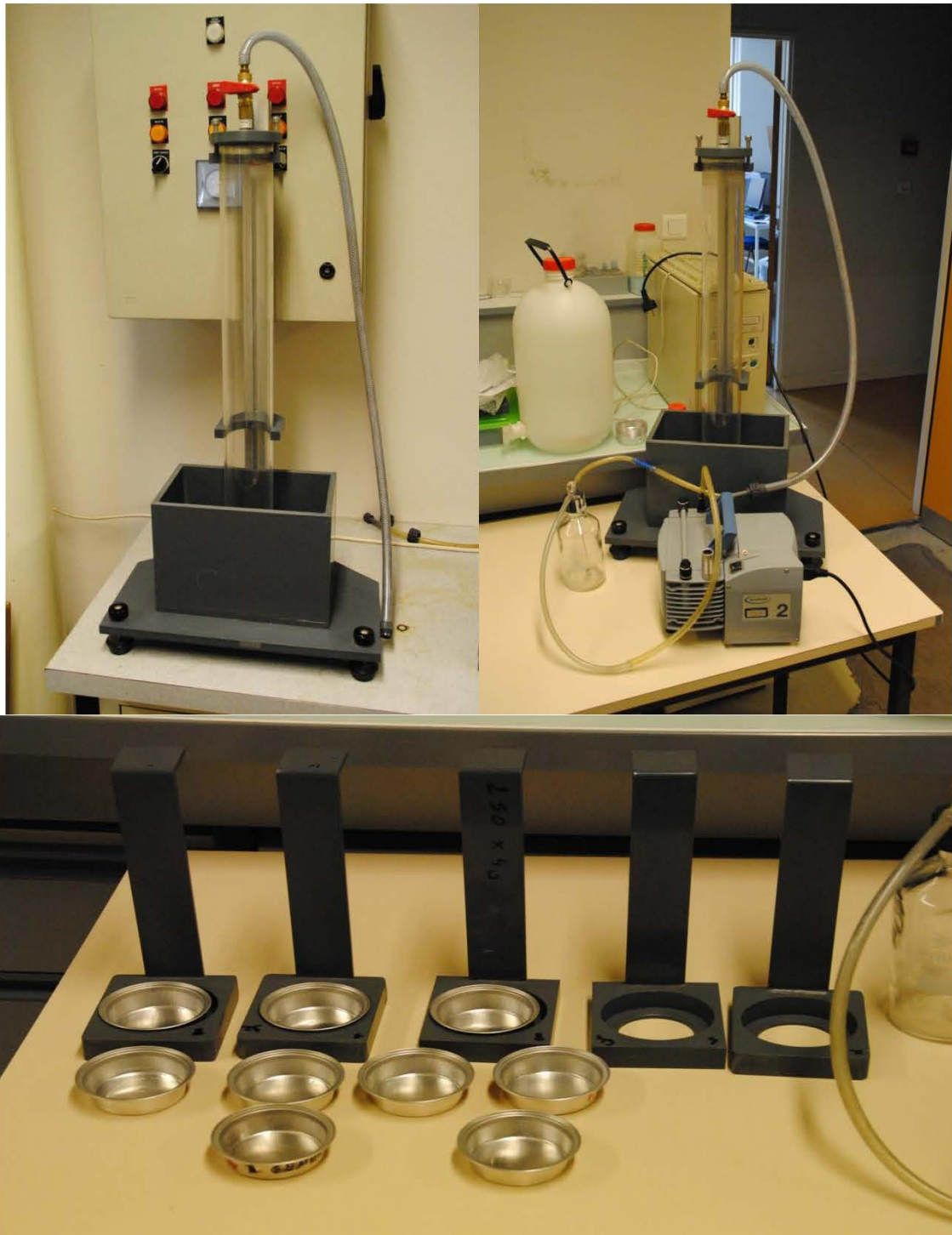


Figure 7.1 Dispositif VICAS.

Les eaux échantillonnées pour caractériser leur vitesse de sédimentation avec le protocole VICAS sont issue pris soit au niveau de l'ouvrage Killer ou dans le réseau d'assainissement.

Une manipulation dure 24 heures dans tous les cas. Au cours des essais on s'est rendu compte qu'il est très difficile de respecter la condition de validité de l'essai (E inférieure ou égale à 15%). Pour améliorer la qualité des résultats, nous avons repris la méthode améliorée dans les travaux de thèse d'André Tores mais en refermant les coupelles avec le dispositif dans la Figure . ce qui permet de réduire la masse des particules qu'on perd lors du changement des coupelles.

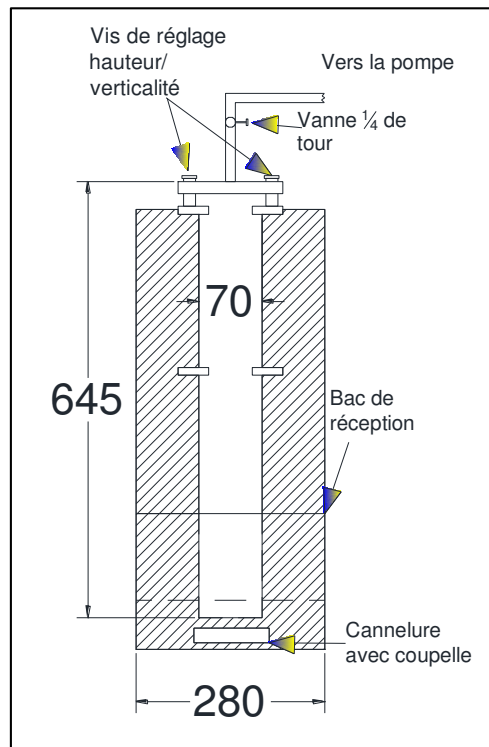


Figure 7.2 : Plan de face du dispositif VICAS.

Le protocole utilisé dans notre travail consiste à :

- Sécher les coupelles et les filtres dans l'étuve pendant 24 heures avant l'essai ensuite les peser avec une balance de précision.
- Homogénéisation de l'échantillon avec prélèvement pour tamisage à 2 mm.
- Caractériser les eaux brutes justes après l'échantillonnage et ne pas travailler sur des anciennes eaux. on prélève un volume de 250 ml pour déterminer les trois répliques de la concentration en MES.
- Remplir le par de réception avec des eaux brutes.
- Remplir la colonne manuellement et sans utiliser la pompe cela permet d'homogénéiser la concentration des matières en suspension dans la colonne.
- La fixer dans le dispositif et introduire la première coupelle qu'on a déjà remplie avec de l'eau de robinet. cela doit se faire rapidement et avec beaucoup de soin.
- Une fois le temps est écoulé (1 minute pour la première coupelle) on couvre la coupelle et on la sort tout en insérant la deuxième sous la colonne.

- On filtre le volume d'eau et on remet le filtre dans sa coupelle.
- On reproduit l'opération après 1 mn. 2 mn. 4 mn. 16 mn. 32 mn. 64 mn. 2 h. 4 h. 8 h. et > 12 h.
- Détermination de la concentration finale dans la colonne en versant le contenu dans un pichet propre. bien homogénéiser le contenu et faire trois prélèvements de 200 ml chacun.
- Récupération des eaux restantes dans le bac de réception et procéder de la même manière qu'avec la colonne pour déterminer la concentration de MES.
- Les échantillons sont filtrés au cours de la manipulation. sécher dans l'étuve à 105° C pour déterminer le nouveau poids de la coupelle et le filtre.

Annexe 9

ASM1

- ✓ La croissance aérobie de la biomasse hétérotrophe [mg/jour·l] :

$$\rho_{1,as} = \mu_{HT} \left(\frac{S_s}{K_s + S_s} \right) \left(\frac{S_0}{K_{O,H} + S_s} \right) X_{B,H} \quad \text{Eq. 77}$$

- ✓ Croissance anaérobie des bactérie hétérotrophes [mg/jour·l] :

$$\rho_{2,as} = \mu_{HT} \left(\frac{S_s}{K_s + S_s} \right) \left(\frac{K_{O,H}}{K_{O,H} + S_o} \right) \left(\frac{S_{NO}}{K_{NO} + S_{NO}} \right) \eta_g X_{B,H} \quad \text{Eq. 78}$$

- ✓ Croissance aérobie des bactérie autotrophes [mg/jour·l] :

$$\rho_{3,as} = \mu_{AT} \left(\frac{S_{NH}}{K_{NH} + S_{NH}} \right) \left(\frac{S_0}{K_{O,A} + S_o} \right) X_{B,A} \quad \text{Eq. 79}$$

- ✓ Lyse des bactéries hétérotrophes [mg/(l·jour)]

$$\rho_{4,as} = B_{HT} X_{B,H} \quad \text{Eq. 80}$$

- ✓ Lyse des bactéries autotrophes [mg/(l·jour)]

$$\rho_{5,as} = b_{AT} X_{B,A} \quad \text{Eq. 81}$$

- ✓ Ammonification de l'azote organique soluble [mg/(l·jour)] :

$$\rho_{6,as} = k_{aT} S_{ND} X_{BH} \quad \text{Eq. 82}$$

- ✓ L'hydrolyse des composés organiques piégés [mg/(l·jour)] :

$$\rho_{7,as} = k_{hT} \cdot \frac{\frac{x_s}{X_{BH}}}{K_x + \frac{x_s}{X_{BH}}} \left[\left(\frac{S_0}{K_{O,H} + S_0} \right) + \left(\frac{K_{O,H}}{K_{O,H} + S_0} \right) \left(\frac{S_{NO}}{K_{NO} + S_{NO}} \right) \eta_h \right] X_{BH} \quad \text{Eq. 83}$$

- ✓ L'hydrolyse de l'azote organique piégé [mg/(l·jour)]

$$\rho_{8,as} = \rho_{7,as} \left(\frac{X_{ND}}{X_S} \right) \quad \text{Eq. 84}$$

Avec :

b_{HT}	Taux de lyse hétérotrophe [l/jour]
b_{AT}	Taux de lyse autotrophe [l/jour]
k_{hT}	Taux d'hydrolyse maximal [g lentement biodeg.DCO/g cell DCO jour]
k_{aT}	Taux d'ammonification [m ³ /(g DCO jour)]
η_g	Facteur de correction pour la croissance anaérobie des bactérie hétérotrophes [-]
η_h	Facteur de correction pour l'hydrolyse anoxique [-]
μ_{HT}	Taux de croissance spécifique hétérotrophique maximum [l/jour]
K_s	Constante de demi-saturation pour les hétérotrophes [g DCO/m ³]
$K_{O,H}$	Constante de demi-saturation pour l'oxygène hétérotrophe [g DCO/m ³]
$K_{N,O}$	Constante de demi-saturation des nitrates pour la dénitrification des hétérotrophes [g NO ₃ -N/m ³]
$K_{O,A}$	Constante de demi-saturation de l'oxygène pour les autorotrophes [g/O ₂ /m ³]
K_{NH}	Ammoniac pour les autotrophes [g NH ₃ -N/m ³]
K_x	Taux d'hydrolyse du substrat lentement biodegradable [g lentement biodeg. DCO/(g cell DCO·jour)]

Les huit processus décrits ci-dessus se combinent ensuite avec les coefficients stœchiométriques (équations 45, 46 et 47)

$$r_k = \sum_j v_{kj} \rho_{j,as} \quad \text{Eq. 85}$$

$$r_{S_{ND}} = -\rho_{6,as} + \rho_{8,as} \quad \text{Eq. 86}$$

$$r_{X_{ND}} = (i_{XB} - f_p i_{XP}) \rho_{4,as} + (i_{XB} - f_p i_{XP}) \rho_{5,as} - \rho_{8,as} \quad \text{Eq. 87}$$

Avec :

$r_{S_{ND}}$	Taux de conversion du S_{ND} [mg/(jour·l)]
$r_{X_{ND}}$	Taux de conversion du X_{ND} [mg/(jour·l)]
$\rho_{j,as}$	Le processus j [mg/(jour·l)]
v_{kj}	Paramètre stœchiométrique
f_p	Fraction de la biomasse produisant du particulaire [-]
i_{XB}	C'est la masse N/masse DCO dans la biomasse [g N/g DCO dans la matière inerte]

Traitement en ligne des eaux pluviales en zone urbaine dense

Les travaux décrits dans le présent rapport concernent l'étude d'un ouvrage de traitement en ligne des eaux pluviales issues d'un bassin versant fortement urbanisé. L'ouvrage Charles Keller, d'une capacité de 7000 m³, est conçu pour traiter les eaux pluviales issues du bassin versant de Boudonville, situé dans la Communauté Urbaine du Grand Nancy. L'ouvrage est installé à l'exutoire de bassin versant en aval d'autres ouvrages de stockage temporaires. Les eaux traitées par l'ouvrage Charles Keller sont ensuite renvoyées vers la Meurthe et les boues produites sont traitées au niveau de la station d'épuration du Grand Nancy à Maxéville.

La stratégie adoptée dans ce travail a permis de d'aborder l'ouvrage sous plusieurs angles :

- d'abord l'étude de l'ouvrage seul en se focalisant sur l'ensemble de ses composantes unitaires (dessableurs, chambre d'injection des réactifs, réacteurs et décanteurs)
- la partie physico-chimique (non opérationnelle jusqu'à présent) a fait l'objet de plusieurs campagnes d'analyse à travers les essais en Jar test effectués au laboratoire sur des eaux issues du bassin versant de Boudonville dont les caractéristiques couvrent toute la gamme que l'ouvrage Charles Keller peut traiter.
- ensuite l'ouvrage a été resitué dans l'ensemble du système de gestion des eaux pluviales (bassin versant - ouvrage Charles Keller - station d'épuration) et son fonctionnement simulé. Plusieurs configurations ont été testées pour reproduire les conditions réelles de fonctionnement de l'ouvrage.

Les résultats obtenus ont montré d'abord la complexité de faire fonctionner dans la pratique un tel ouvrage, notamment avec sa partie coagulation / floculation mais a fait également ressortir des défauts de conception.

Mots-clés : eaux pluviales urbaines, hydrologie urbaine, station d'épuration, BSM2, simulation, modélisation.

Online storm-water treatment in dense urban area

An online urban storm-water treatment system has been studied in this work. This system is able to treat the runoff from a highly impervious watershed (Boudonville) in Greater Nancy (North-East of France). It has a capacity of 7000 cubic meters. Some storage tanks are existing in the watershed. The treated water is discharged into the Meurthe River, while the sludge is treated in the Greater Nancy wastewater treatment plant in Maxéville.

The strategy adopted in this work allowed for the consideration of the treatment system from several angles:

- first of all, the system is analyzed through its elementary components (sand removal unit, reagents injection and reactors for flocculation-coagulation and clarifiers): this has been done by observing the variations in water quality at the different treatment levels with online instrumentation. This has been completed with an offline characterization.
- the flocculation-coagulation section, which was not yet operational during our work, was studied in the laboratory by jar tests. The water to be treated was sampled from the Boudonville watershed to be close to the conditions that should be observed in the Charles Keller treatment system.
- finally the stormwater treatment was simulated as part of a full storm-water management system (watershed-Charles Keller treatment system-wastewater treatment plant).
- The results that were obtained showed in the one hand the complexity of using such a treatment system in real-life conditions, especially with a coagulation / flocculation part to it, which has some conceptual issues.

Key-words: urban stormwater, urban hydrology, WWTP, BSM2, simulation, modelling.