

Etude expérimentale de la représentativité spatiale des vitesses et des polluants particulaires en réseau d'assainissement

Jean Jacques Randrianarimanana

▶ **To cite this version:**

Jean Jacques Randrianarimanana. Etude expérimentale de la représentativité spatiale des vitesses et des polluants particulaires en réseau d'assainissement . Hydrologie. Université de Nantes, 2016. Français. NNT : . tel-01493291

HAL Id: tel-01493291
https://hal.science/tel-01493291

Submitted on 21 Mar 2017

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



Distributed under a Creative Commons Attribution - NonCommercial - ShareAlike 4.0 International License

UNIVERSITE BRETAGNE LOIRE

UNIVERSITÉ DE NANTES

Thèse de Doctorat

Jean Jacques
RANDRIANARIMANANA

Mémoire présenté en vue de l'obtention du
grade de Docteur de l'Université de Nantes
sous le sceau de l'Université Bretagne Loire

École doctorale : *SPIGA*

Discipline : *Génie des procédés – Hydrologie urbaine*
Unité de recherche : *IFSTTAR Nantes – LRGP Nancy*

Soutenue le *21 juin 2016*

Etude expérimentale de la représentativité spatiale des vitesses et des polluants particulaires en réseau d'assainissement

JURY

Rapporteurs :	**Yannick MELINGE**	Professeur des Universités, L2MGC - Université de Cergy Pontoise
	Christophe DELACOURT	Professeur des Universités, Université de Bretagne Occidentale (UBO)
Examinateurs :	**Martin SANCHEZ-ANGULO**	Maître de conférences, LGP Nantes
	Claude JOANNIS	IDTPE, Directeur du LEE - IFSTTAR
	Luca ROSSI	Chargé de cours, EPFL
Invités :	**Rémy CLAVERIE**,	Directeur du GIP/GEMCEA
	Bertrand RIOCHET	Ingénieur, Direction de l'Assainissement – Nantes Métropole
Directrice de Thèse :	**Frédérique LARRARTE**	Directrice de recherches, IFSTTAR
Co-directrice de Thèse :	**Marie-Noëlle PONS**	Directeur de recherches CNRS, Conseillère d'études GEMCEA

Sommaire

Remerciements 1
Sommaire 2
Nomenclature 5
Liste des abréviations 10
Liste des figures 12
Liste des tableaux 16
INTRODUCTION GENERALE 1
Contexte 1
Cadre et objectifs de la thèse 3
Plan du manuscrit 5
Chapitre 1 : 7
Revue bibliographique 7
1. Chapitre 1 : Revue bibliographique 8
1.1 Réseau d'assainissement et quelques notions d'hydrauliques 8
1.1.1 Présentation globale du réseau d'assainissement 8
1.1.2 Quelques notions d'hydrauliques 9
1.2 Caractéristiques des eaux usées urbaines 16
1.2.1 Les matières organiques 16
1.2.2 Substances nutritives 17
1.2.3 Les composés inorganiques 20
1.2.4 Autres paramètres caractéristiques des eaux usées 27
1.2.5 Les paramètres de base – Quelques ordres gradeurs 28
1.2.6 Caractéristiques physiques de la pollution particulaire ou MES 29
1.2.7 Caractéristiques dépôts en réseaux 34
1.3 Mesurage des débits et flux polluants en réseau d'assainissement 39
1.3.1 Mesurage des débits 39
1.3.2 Mesurage des flux polluants 47
1.4 Erreurs et incertitudes de mesures 56
1.4.1 Erreurs 57
1.4.2 Incertitude 58
Chapitre 2 : 63
Matériels et méthodes 63
2. Chapitre 2 : Matériels et méthodes 64
2.1 Choix et présentation des sites expérimentaux 65
2.1.1 Raisons et intérêts du choix des sites 65

2.1.2 Présentation des sites d'études 66
2.2 Méthodologie et instrumentation 74
2.2.1 Site de Place de la Bonde (Nantes) 75
2.2.2 Site de Duchesse Anne (Nantes) 100
2.2.3 Site de Maxéville (Nancy) 100
2.3 Validation des données en continu 103
2.3.1 Stratégie d'acquisition des données en continu 104
2.3.2 Procédures de validation des données 104
2.3.3 Importation et visualisation des données 104
2.3.4 Corrections 105
2.3.5 Pré-validation automatique et qualification des données 105
2.3.6 Validation visuelle et manuelle 108
2.3.7 Exportation des données 109
Chapitre 3 : 111
Résultats 111
3. Chapitre 3 : Résultat 112
3.1 Mesures des débits 113
3.1.1 Site de Place de la Bonde 113
3.1.2 Site de la STEP de Maxéville 144
3.1.3 Site de Duchesse Anne 148
3.2 Mesures des flux polluants 150
3.2.1 Validation des données de turbidité sur les points de mesures amont et aval du site de Place de la Bonde 150
3.2.2 Représentativité temporelle des paramètres polluants 164
3.2.3 Etude de la variabilité journalière des polluants 176
3.2.4 Représentativité spatiale des concentrations en MES 189
3.2.5 Caractérisation des solides en réseaux 194
3.2.6 Analyse combinée de différents jeux de données 199
3.3 Suivi de la croissance du biofilm 204
3.3.1 Durée d'immersion 204
3.3.2 Opacité des coupons en verre 205
3.3.3 Relation entre l'opacité des coupons en verre et l'obscurcissement des coupons en béton 207
3.3.4 Masse sèche 208
3.3.5 Relation entre la masse sèche et opacité des coupons en verre 209

3.3.6 Taux de cendres, teneur en matières volatiles 211
3.3.7 Divers composants chimiques 212
Chapitre 4 : 219
Synthèse des résultats et retour sur la méthodologie 219
4. Chapitre 3 : Synthèse des résultats et retour sur la méthodologie 220
4.1 Validation des données en continu 220
4.2 Débitmétrie 220
4.2.1 Site de Place de la Bonde 220
4.2.2 Site de la STEP de Maxéville 222
4.3 Mesures des flux polluants 223
4.3.1 Représentativité temporelle des paramètres polluants 223
4.3.2 Etude de la variabilité journalière des polluants. 224
4.3.3 Représentativité spatiale des concentrations en MES 224
4.3.4 Caractérisation des solides en réseaux 225
4.3.5 Analyse combinée de différents jeux de données 226
4.4 Suivi de la croissance du biofilm 226
CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES 228
Rappel du contexte et des objectifs 228
Bilan des études 229
Perspectives 232
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES 233
5. Annexes 246
5.1 Annexe 1 : Emplacement réel des dispositifs et des capteurs sur le site de Place de la Bonde 246
5.2 Annexe 2 : Comparaison entre deux échantillons: Le Test t de Student 247
5.3 Annexe 3 : Test de significativité des relations 248
5.4 Annexe 4 : Relation entre la conductivité et la concentration massique de chaque espèce ionique 250
5.5 Annexe 5 : Méthode de traçage des iso-contours de vitesse 251
5.6 Annexe 6 : Profils et iso-contours de vitesses amont et aval 253
5.7 Annexe 7 : Coût d'analyses des principaux paramètres de pollution des échantillons de campagne sur 24h au laboratoire LEE de l'IFSTTAR (en 2015) 265
Abstract 266
Résumé 266

Remerciements

Au terme de ce travail, il m'est agréable de remercier celles et ceux qui, d'une quelconque manière, de près ou de loin, ont contribué à sa réalisation par leurs avis judicieux, leur soutien et leurs encouragements.

Je remercie tout d'abord M. Rémy CLAVERIE, Directeur du GEMCEA, de m'avoir embauché pour cette thèse et de m'avoir accueilli occasionnellement au sein du GEMCEA.

Cette thèse a été mené au sein de deux laboratoires différents : le Laboratoire Réactions et Génie des Procédés (LRGP) à Nancy dans l'équipe Sols et Eaux et le Laboratoire Eau et Environnement (LEE) du département Géotechnique, Environnement, Risques naturels et Sciences de la terre (GERS) de l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR) à Nantes. Je tiens à remercier respectivement les deux directeurs M. Laurent FALK et M. Eric GAUME de m'avoir accueilli dans ces laboratoires et pour avoir mis à ma disposition tous les moyens nécessaires à la réalisation de ce travail.

Je tiens à remercier vivement mes co-directrices de thèses Mme Frédérique LARRARTE et Mme Marie-Noëlle PONS, d'avoir suivi et encadré ce travail de près jusqu'à son aboutissement. Je soulignerais votre enthousiasme, dynamique ainsi que la disponibilité que vous m'avez accordée malgré vos responsabilités et occupations multiples. Je tiens à vous exprimer également infiniment toute ma gratitude pour les nombreuses heures investies dans la correction du présent manuscrit.

J'exprime tous mes remerciements à l'ensemble des membres de mon jury :

M. Yannick MELINGE, pour avoir accepté d'être rapporteur de ma thèse. Je vous remercie également d'avoir en grande partie permis une discussion enrichissante au cours de la soutenance, pour vos commentaires ainsi que pour l'intérêt que vous avez porté à ce travail.

M. Christophe DELACOURT, pour m'avoir également fait l'honneur d'être rapporteur de ce travail. Je vous remercie pour votre implication malgré nos sujets un peu éloignés, vos commentaires utiles et pertinents sur mon travail de thèse ainsi que pour la discussion intéressante lors de la soutenance.

M. Martin SANCHEZ-ANGULO, d'avoir examiné ce travail. Je vous remercie également pour nos échanges avant la soutenance ainsi que l'intérêt que vous avez porté à mon travail. Vos commentaires et conseils m'ont beaucoup apportés.

M. Claude JOANNIS, d'avoir également participé à l'examen de ce manuscrit. Je vous remercie également de m'avoir accueilli au laboratoire LEE de l'IFSTTAR pendant deux ans, pour votre implication dans l'étude, pour les échanges que nous avons eus et pour vos soutiens, conseils et encouragements.

M. Luca ROSSI, pour m'avoir également fait l'honneur d'accepter d'être examinateur de ce travail de thèse. Je vous remercie pour le temps que vous avez accordé à la lecture critique de mon manuscrit ainsi que vos commentaires, et finalement de vous être déplacé de très loin pendant la soutenance.

M. Rémy CLAVERIE pour m'avoir également fait l'honneur d'assister à ma soutenance de thèse. Je vous remercie encore une fois d'avoir tout mis en œuvre pour que cette thèse se déroule dans de bonnes conditions tant sur le plan technique que personnel.

M. Bertrand RIOCHET, pour m'avoir également fait l'honneur d'assister à ma soutenance de thèse. Je vous remercie également en tant que représentant de Nantes Métropole.

J'adresse mes remerciements aux personnes, qui m'ont accordé de l'aide pour les expériences ou les essais tant sur les terrains qu'aux laboratoires et sans qui cette thèse n'aurait pas cette tournure :

A Nancy : Xavier FRANCE (GEMCEA), Steve PONTVIANNE et Hélène POIROT (LRGP).

A Nantes (GERS LEE/IFSTTAR) : Laurent LEBOUC, David MABILAIS, Pierre AUGRIS, Jean-Marc ROUAUD, Bernard FLAHAUT, Alexandra MOSSET, Emilie SZTURYCZ, Alain GROSSEAU, William GUILLEMAUD Fabrice BLAINEAU, Dominique DEMARE, Céline RAGOIN et Nadège CAUBRIERE et les agents de Nantes Métropole.

Je tiens également à exprimer ma gratitude aux autres agents du groupe GERS de l'IFSTTAR, par leur amitié, leur soutien et leurs conseils qui m'ont été utiles dans les moments parfois difficiles rencontrés tout au long de mon parcours : Gwenaël et Véronique, Béatrice, Simon, Laetitia, Marie-Laure, Fabrice, Isabelle, Katia, Liliane, Olivier, Mathieu, Lionel et Alice.

Je tiens à remercier mes amis stagiaires, doctorants et post-doc que j'ai côtoyés pendant mon séjour à Nancy et à Nantes, pour avoir simplement été eux-mêmes et pour les moments inoubliables qu'ils m'ont permis de partager : Aziz, Amahoué François, Billy, Dinh, Vivian, Meyssa, Marie, Bérénice, Rémi, Aude, Florent, Nicolas, Guillaume, Katerine, Stéphane, Evi, Xenya et Anaïs.

Enfin, je tiens à témoigner toute ma reconnaissance et ma gratitude à mes amis et à ma famille pour m'avoir toujours encouragé et soutenu, en particulier ma femme Berthe pour sa patience, son courage et son soutien affectif dont elle a fait preuve tout au long de ma thèse et pour nos trois petits : Mirana Clara, Jean-Nathan et Jean-Joseph.

Nomenclature

Lettres latines

a_j	Coefficients du polynôme S = f(h)	
C_1	Concentration de l'échantillon prélevé en amont du point d'injection du traceur	
C_2	Concentration de l'échantillon prélevé en aval du point d'injection du traceur	
$G_t(z)$	Gain électro-mécanique du transducteur	
R_t	Rayon du transducteur.	m
T_r	Turbidité acoustique	
Δt_p	Durée de pulse d'émission d'une onde ultrasonore	
A_b	Absorbance	
AB	Longueur de la trajectoire acoustique entre les points les A et B	m
A_r	Coefficient d'aspect, A_r = B/h	
B	Largeur à la surface libre (ou largeur au miroir)	m
b_i	Largeur du i^{ème}e élément de la section	m
B_s	Constante de rugosité	
c	Célérité des ultrasons dans l'eau	m/s
C	Conductivité de la solution	µs/cm
C_d	Coefficient de débit à caler.	
CV	Coefficient de variation	%
d_i	Profondeur du i^{ème} élément de la section	m
DI	Durée d'immersion	j
E_{QJ}	Erreur relative moyenne	%
$f_{(D,n)}$	Différence entre les fréquences d'émission et de réception	MHz
F_r	Nombre de Froude : il s'exprime par un rapport entre la vitesse et la force de pesanteur qui s'exerce sur celle-ci.	m
f_s	Fréquence des ondes ultrasonores émises par un capteur	MHz
g	Accélération de la pesanteur	m/s^2
h	Hauteur d'eau dans le réseau d'assainissement	m
I	Pente de l'écoulement	m/m
I_L	Intensité lumineuse après traversée de l'échantillon	W.cm^{-2}
I_{LO}	Intensité lumineuse avant traversée de l'échantillon	W.cm^{-2}
K	Coefficient de rugosité de Manning-Strickler	m$^{1/3}$/s
k_s	Rugosité de la paroi	mm
L	Longueur du trajet optique	m
L_i	Largeur de la sous-section i	m
m	Nombre de verticales	
Op	Opacité	
Q	Débit instantané	m^3/s
Q_J	Débit journalier	m^3/j
R	Résistance	Ω
Re	Nombre de Reynolds : un nombre qui caractérise un écoulement, en	

	particulier la nature de son régime (laminaire, transitoire, turbulent).	
Re^*	Nombre de Reynolds « de gain » ou « particulaire »	
R_h	Rayon hydraulique	m
S_m	Surface mouillée de la section droite verticale	m^2
TR	Taux de remplissage	
U	Vitesse moyenne de l'écoulement, mesurée ponctuellement	m/s
$u(a_j)$	Incertitudes types sur les coefficients a_j	%
$u(b_i)$	Incertitudes liées aux erreurs aléatoires de mesure de largeur	%
$u(d_i)$	Incertitudes liées aux erreurs aléatoires de mesure de profondeur	%
$u(h_a)$	Incertitudes liées aux erreurs aléatoires sur la hauteur	%
$u(h_s)$	Incertitudes liées aux erreurs systématiques sur la hauteur	%
$u(S)$	Incertitudes liées aux erreurs aléatoires sur les mesures de sections mesurées permettant le calcul de la surface mouillée sur toute la géométrie du collecteur	
$u(U_a)$	Incertitudes liées aux erreurs aléatoires sur la vitesse	
$u(U_s)$	Incertitudes liées aux erreurs systématiques sur la vitesse	
u^*	Vitesse de cisaillement	m/s
$u_e(Vi)$	Incertitude liée à la moyenne des fluctuations de vitesse sur le temps d'exposition du courantomètre	
u_m	Incertitude liée aux erreurs dues au nombre limité de sous-sections (intégration transversale de la profondeur et de la vitesse)	
$u_p(Vi)$	Incertitude liée aux erreurs aléatoires dues au nombre limité de mesures de vitesse sur la verticale i (erreur d'intégration verticale de la vitesse)	
u_s	Incertitude liée aux erreurs systématiques qui restent après le meilleur l'étalonnage des appareils de mesure de vitesse, largeur et profondeur	
V_i	Vitesse locale sur l'élément de surface S_i dans la direction perpendiculaire à l'écoulement	m/s
V_{MS}:	Vitesse de Manning- Strickler	m/s
$w(\xi)$	Fonction de sillage proposée par Coles	

Lettres grecques

Δt	Différence des temps de transit	
α	Angle entre la trajectoire acoustique AB et la direction moyenne de l'écoulement, généralement parallèle aux bords du collecteur	°
β	Coefficient de Boussinesq	
β_n	Angle entre la direction de déplacement de la particule n et la droite joignant le capteur à la particule	°
ε_λ :	Coefficient d'absorbance à la longueur d'onde λ	
μ	Viscosité dynamique du fluide	$m^2.s^{-1}$
ν	Viscosité cinématique du fluide	$m^2.s^{-1}$
ρ	Masse volumique de l'eau	$kg.m^{-3}$

σ	Ecart type	
τ_0	Valeur maximale de τ_{xz} près du fond	$m^2.s^2$
τ_{xz}	Contrainte de cisaillement suivant la direction *xz*, responsable du gradient de vitesse	$m^2.s^2$

Liste des abréviations

ADN	Acide désoxyribonucléique
Ar	Coefficient d'aspect
Ca	Calcium
CaO	Chaux
Cl^-	Chlorures
COD	Carbone organique dissous
COT	Carbone organique total
CUGN	Communauté Urbaine du Grand Nancy
DA	Site de Duchesse Anne
DBO_5	Demande biologique en oxygène à cinq jours
DCE	Directive Cadre sur l'Eau
DCO	Demande chimique en oxygène
DLVO	Théorie de Derjaguin et Landau, Verwey et Overbeek
DNS	Direct Numerical Simulation
EH	Equivalent habitant
EP	Eaux pluviales
EPS	Substances polymériques extracellulaires (extracellular polymeric substances)
ER	Eaux de ruissellement
GERS	Géotechnique, Environnement, Risques naturels et Sciences de la terre
H_2S	Hydrogène sulfuré
IF	Infrarouge
K	Potassium
MA	Matières azotées
MES	Matières en suspension
Mg	Magnésium
MO	Matières organiques
MV	Matières volatiles
MVS	Matière volatile en suspension
Na	Sodium
NO_3^-	Ion nitrate
Ob	Obscurcissement
Op	Opacité
PCB	Polychlorobiphényles
PLB_AM	Point de mesure amont sur le site de Place de la Bonde
PLB_AV	Point de mesure aval sur le site de Place de la Bonde
PO_4^{3-}	Ion phosphate
PVC	Polychlorure de vinyle
PVM-PD	Portable flow velocity measurement pulsed Doppler
RANS	Reynolds Averaged Navier-Stokes
RU	Réseau unitaire

RUTP	Rejets urbains par temps de pluie
RUTS	Rejets urbains par temps sec
SO_4^{2-}	Sulfate
STEP	Station d'épuration
TP	Temps de pluie
TS	Temps sec
UV	Ultra-violets

Liste des figures

Figure 1-1: Les grandeurs géométriques d'une section dans un écoulement 10
Figure 1-2 : (a) Ecoulement laminaire, (b) écoulement turbulent 11
Figure 1-3: « Dip-phenomenon » en écoulement à surface libre 13
Figure 1-4: Champ de vitesse développé dans un ouvrage de section circulaire (résultats expérimentaux) (Sterling et Knight, 2000) 14
Figure 1-5: Champ de vitesse développé dans un ouvrage de section complexe (Larrarte et Joannis, 2014) 14
Figure 1-6: Champ de vitesse de temps sec observé dans la cunette d'un collecteur à banquette à l'aval d'un coude à 90° à une distance de 15 fois la largeur à la surface libre (Larrarte et Joannis, 2014) 15
Figure 1-7: Les différents modes de transport solide 32
Figure 1-8: Mécanismes de formation du biofilm 36
Figure 1-9: Principe du mesurage du temps de transit d'ondes ultrasonores 42
Figure 1-10: Paramètres caractéristiques d'un débitmètre à effet Doppler (Schéma adapté de la spécification technique ISO 15769) 44
Figure 1-11: Principe de mesure de la turbidité 48
Figure 1-12: Domaine d'applicabilité de la turbidimétrie (Aumond et Mabilais, 2008) 51
Figure 1-13 : Echantillonneur 2D « Orphée » installé sur le site de Cordon Bleu (Larrarte, 2006) 54
Figure 1-14: Echantillonneur 2D « Hydre » installé sur le site de Jardin des Plantes (Larrarte et Cottineau 2008) 55
Figure 1-15: Notion d'erreur de mesure : distribution des mesures par rapport à la vraie valeur 58
Figure 1-16: Notion d'incertitude de mesure: distribution estimée de la vraie valeur (inconnue) autour de la valeur mesurée 59
Figure 1-17: Distribution rectangulaire : estimation à partir de l'écart maximal 61
Figure 1-18: Distribution normale (gaussienne) : estimation à partir de l'écart-type expérimental 61
Figure 2-1: Localisation des sites de mesures de précipitations pour l'étude 67
Figure 2-2: Limites du bassin versant Barbusse 69
Figure 2-3: Profils en travers des collecteurs longeant le Quai Barbusse (a) et la rue Pitre Chevalier (b) 70
Figure 2-4: Présentation du site de Place de la Bonde 71
Figure 2-5: Site de Duchesse Anne : vu de l'amont 71
Figure 2-6: Profil en travers du collecteur du site de Duchesse Anne 72
Figure 2-7: Présentation du site de la STEP Maxéville 73
Figure 2-8: Présentation du site de la STEP Maxéville 74
Figure 2-9: Photo et schéma montrant le principe de fonctionnement du pluviomètre à auget basculeur 3030 Précis Mécanique 75
Figure 2-10 : Schéma de l'instrumentation du site de Place de la Bonde 76
Figure 2-11: Débitmètre modèle ISCO 2150, (b) Débitmètre aval, (c) débitmètre sur la branche (Collecteur Pitre Chevalier) 77

Figure 2-12: Courantomètres portables PVM-PD 84
Figure 2-13: sondes des (a) Turbidimètre modèle Solitax de Hach-Lange, (b) conductimètre modèle 3700SC de Hach-Lange, (c) pH-mètre modèle pHD-SC de Hach-Lange. 90
Figure 2-14: Installation des sondes de turbidimètrie, conductimètrie et pH-mètrie dans le réseau 90
Figure 2-15: Schéma et principe d'installation du préleveur vertical multipoint pendant la mesure sur le site 94
Figure 2-16: Prélèvement du sédiment à l'aide du carottier 96
Figure 2-17: Dimension et schéma d'installation des coupons de biofilm en réseau 98
Figure 2-18: Plaques à biofilm installés sur le site de Duchesse Anne 100
Figure 2-19: Installation des capteurs dans le site de la STEP de Maxéville 102
Figure 2-20: Schéma expliquant l'installation des capteurs dans le site de la STEP de Maxéville 102
Figure 2-21: Photo et schéma de la centrale d'acquisition sur le site de Place de la Bonde 104
Figure 2-22: Processus de validation des données 104
Figure 2-23: Exemple montrant la pré-validation automatique des données de vitesses en amont par le test sur l'étendue physique du capteur 107
Figure 2-24: Exemple de validation visuelle des données de vitesses en amont (a) 108
Figure 2-25: Exemple de statistiques de données de vitesses validées journalières en amont 109
Figure 3-1: Exemples de chroniques de hauteurs, vitesses et débit 114
Figure 3-2: Gammes de hauteurs sur les trois points de mesure selon la saison 116
Figure 3-3: Gammes de vitesses sur les trois points de mesure selon la saison 118
Figure 3-4: Evolution de hauteurs et de vitesse par jours de temps sec 121
Figure 3-5: Boucles formées par la relation hauteur-vitesse par temps sec sur les trois points de mesures 122
Figure 3-6: Profils journaliers type de débits de temps sec de jours ouvrables par saison 125
Figure 3-7: Profils journaliers type de débits de temps sec de jours ouvrables et de jours de fin de semaine pour toutes les données d'avril 2014 à juin 2015 126
Figure 3-8:Gammes de débits instantanés moyens 127
Figure 3-9: Valeurs des débits journaliers par temps sec sur les trois points de mesure 128
Figure 3-10: Distribution des incertitudes élémentaires dans l'incertitude des débits ISCO amont, branche et aval 129
Figure 3-11: Débits amont, branche aval et intervalles de confiance à 95% de la somme des débits amont + branche et aval 130
Figure 3-12: Champs de vitesse amont (gauche : profils, droite : iso-contours colorés) 134
Figure 3-13: Champs de vitesse aval (gauche : profils, droite : iso-contours colorés) 135
Figure 3-14: Positions de la vitesse moyenne et de la vitesse maximale mesurée par exploration de champs de vitesse au centre du chenal principal 140
Figure 3-15: Variation de l'erreur relative sur la vitesse moyenne et le débit en fonction du taux de remplissage 141
Figure 3-16: Schéma expliquant la surestimation de la vitesse moyenne par les débitmètres ISCO 2015 141

Figure 3-17: Distribution des incertitudes élémentaires dans l'incertitude du débit jaugé sur les deux points de mesure amont et aval du site de Place de la Bonde 142
Figure 3-18: Exemple de chroniques de hauteur, vitesse, débit mesuré et débit estimé sur le site de la STEP de Maxéville. 145
Figure 3-19: Changement de l'évolution de la hauteur et du débit sur le site de la STEP de Maxéville 146
Figure 3-20: Journée type montrant le changement d'évolution de la hauteur et du débit sur le site de la STEP de Maxéville 146
Figure 3-21: Evolution de la hauteur et du débit estimé sur le site de la STEP de Maxéville 147
Figure 3-22: Extrait de chroniques de hauteur et de vitesse sur le site de Duchesse Anne. 149
Figure 3-23: Exemple de micro-encrassement avec décrochage du signal de la sonde 2 – Site de Clichy (LEESU, OPUR) (Lacour, 2009) 151
Figure 3-24: Photos montrant l'encrassement des sondes par des macro-déchets 152
Figure 3-25: Bruits et saturation des signaux de turbidité amont et aval pendant une période longue 153
Figure 3-26: Exemple de données par temps sec sur le point de mesure branche montrant les pics liés à la sensibilité du capteur à la hauteur d'eau 154
Figure 3-27: Exemple de données par temps sec sur le point de mesure amont montrant les pics liés à la sensibilité du capteur à la hauteur d'eau 155
Figure 3-28: Signaux de turbidité délivrés par les trois turbidimètres 157
Figure 3-29: Encrassement et influence des nettoyages sur le signal (turbidité amont) 158
Figure 3-30: Exemple d'analyse visuelle pour la détermination du seuil de rejet K 162
Figure 3-31: Exemple de chroniques de hauteur, précipitation, température, pH, conductivité et turbidité amont (site de Place de la Bonde) 165
Figure 3-32: Exemple de chroniques de hauteur, précipitation, température, pH, conductivité et turbidité aval (site de Place de la Bonde) 166
Figure 3-33: Chroniques de hauteur, précipitation, température, pH, conductivité et turbidité sur le site de la STEP de Maxéville 168
Figure 3-34: Exemple de chroniques de hauteur, précipitation, température, pH, conductivité et turbidité par temps sec sur le site de la STEP de Maxéville 169
Figure 3-35: Exemple de chroniques de hauteur, précipitation, température, pH, conductivité et turbidité par temps sec et temps de pluie sur le site de la STEP de Maxéville 170
Figure 3-36: Comparaison des données en continu avec les données mesurées en laboratoire 177
Figure 3-37 : Corrélation entre la conductivité mesurée et la conductivité calculée 178
Figure 3-38 : Comparaison de la contribution des différents ions à la conductivité totale 180
Figure 3-39: Relations NH_4^+ = f(Conductivité), Na^+ = f(Conductivité) et K^+ = f(Conductivité) sur le bassin versant Barbusse 181
Figure 3-40: Relations MES = f(T) sur le bassin versant Barbusse et sur le site de la STEP de Maxéville 182
Figure 3-41: Relations DCO = f(T) sur le bassin versant Barbusse et sur le site de la STEP de Maxéville 183
Figure 3-42: Profils de concentrations en MES et de teneur en MO amont 190

Figure 3-43: Profils de concentrations en MES et de teneur en MO aval 192
Figure 3-44: Profils de MES, MO et vitesse en amont et aval 193
Figure 3-45: Répartition granulométrique des particules dans la colonne d'eau amont et aval 196
Figure 3-46: Répartition granulométrique des particules dans la couche dense amont et aval 196
Figure 3-47: Répartition granulométrique des dépôts au fond amont et aval 198
Figure 3-48: Exemple de chroniques de hauteur, vitesse, cisaillement, turbidité et conductivité 203
Figure 3-49: Opacité des coupons en verre sur les trois points de mesure 206
Figure 3-50: Comparaison des opacités de verre sur les trois points de mesure (Op : opacité, DI : durée d'immersion en %) 207
Figure 3-51: Relation entre l'opacité du verre et l'obscurcissement du béton 208
Figure 3-52: Masses sèches des biofilms fixés sur coupons en verre sur les trois points de mesure 208
Figure 3-53: Relations [MS = f(Op)] et [OP = f(DI)] sur le point de mesure PLB_AM 210
Figure 3-54: Relations [MS = f(Op)] et [OP = f(DI)] sur le point de mesure PLB_AV 210
Figure 3-55: Relations [MS = f(Op)] et [OP = f(DI)] sur le point de mesure sur le point de mesure DA 211
Figure 3-56: Taux de matières organiques sur les trois points de mesure PLB_AM, PLB_AV, DA 212
Figure 3-57: Spectre qualitatif des éléments chimiques présents d'un échantillon de biofilm 213
Figure 3-58: Résultats d'analyses par MEB-EDX du biofilm sur le site de PLB_AM 213
Figure 3-59: Résultats d'analyses par MEB-EDX du biofilm sur le site de PLB_AV 214
Figure 3-60: Résultats d'analyses par MEB-EDX du biofilm sur le site de DA 214
Figure -3-61: Résultats d'analyses de quelques métaux par ICP-OES du biofilm du site de PLB_AM 215
Figure 3-62: Résultats d'analyses de quelques métaux par ICP-OES du biofilm du site de PLB_AV 216
Figure 5-1 : Evolution au cours d'une journée et relation entre la concentration en ion et la conductivité totale calculée (aval) 250
Figure 5-2 : Méthode de calcul du débit de la vitesse moyenne dans toute la section mouillée et de l'obtention de la représentation graphique de champs de vitesse. 252
Figure 5-3 : Champs de vitesse amont (gauche : profils, droite : iso-contours colorés) 258
Figure 5-4 : Champs de vitesse aval (gauche : profils, droite : iso-contours colorés) 264

Liste des tableaux

Tableau 1-1 : Les différentes classes de composés organiques et leur origine (Metcalf et Eddy, 1991) 17
Tableau 1-2: Concentrations de différentes formes de l'azote dans les eaux usées domestiques. (Henze *et al.* 2000). 18
Tableau 1-3: Concentrations de différentes formes de phosphore dans les eaux usées domestiques. (Henze *et al.* 2000). 18
Tableau 1-4:Estimation des émissions de phosphore par habitant à la source (Stricker et Héduit, 2010) 19
Tableau 1-5 : Rejets en P, N, NH_4 et DCO (Gray et Becker, 2002) 20
Tableau 1-6: Concentrations de quelques polluants métalliques 21
Tableau 1-7: Concentrations en ions majeurs dans différents types d'eaux 23
Tableau 1-8: Contribution des ions à la conductivité totale des eaux usées 25
Tableau 1-9: Quelques gammes de conductivité pour différents types d'effluents 26
Tableau 1-10: Quelques gammes de pH pour différents types d'effluents 28
Tableau 1-11: Valeurs des ratios de pollution journalière en France 28
Tableau 1-12: Gammes de concentrations de différents rejets par temps sec et par temps de pluie (mg/l) [Ellis 1991, Philippe et Ranchet 1987, Gromaire et al. 2001, Henze 2002, Pons *et al*. 2004, Palmquist et Hanæus 2005, Gasperi *et al*. 2006, Larrarte et Cottineau 2006, 2008 ; Stricker et Héduit 2010] 29
Tableau 1-13 : Plages de valeurs des ratios de concentrations de N/DCO, P/DCO, DBO5/DCO, MES/DCO (Pons *et al*. 2004, Stricker et Héduit, 2010) 29
Tableau 1-14: Type de la pollution particulaire en fonction de leur taille 30
Tableau 1-15: Granulométrie des particules en suspension dans les eaux usées 30
Tableau 1-16 : Les principales méthodes de détermination de débit en réseau d'assainissement 40
Tableau 1-17 : Atouts et inconvénients des méthodes de mesurage en continu du débit par limnimétrie 41
Tableau 1-18: Quelques gammes de turbidité dans les réseaux d'assainissement 50
Tableau 1-19: Quelques valeurs de coefficients de corrélation entre MES et turbidité, et DCO (totale) et turbidité 52
Tableau 2-1: Résumé de la méthodologie générale et les différentes études effectuées dans le cadre de la thèse 65
Tableau 2-2: Caractéristiques des sites de Nantes 68
Tableau 2-3 : Types de profils, proportions et dimensions du réseau unitaire sur le bassin versant Barbusse 69
Tableau 2-4 : Caractéristiques du débitmètre 2150 ISCO 77
Tableau 2-5 : Composantes d'incertitudes du débit $\boldsymbol{QISCO}$ 81
Tableau 2-6: Caractéristiques techniques du PVM-PD NIVUS 84
Tableau 2-7 : Composantes d'incertitudes du débit Q_{NIVUS} 88
Tableau 2-8 : Caractéristiques techniques de Solitax sc Hach Lange 89
Tableau 2-9 : Caractéristiques techniques de 3700 sc conductimètre inductif 89
Tableau 2-10 : Caractéristiques techniques du pH-mètre pHD SC 90

Tableau 2-11: Les paramètres mesurés sur les coupons de biofilms et les biofilms 98
Tableau 2-12: Principales caractéristiques du capteur Mobrey MSP900 101
Tableau 2-13: Qualification des données 105
Tableau 2-14: Etendues physiques pour les différents capteurs 106
Tableau 2-15 : Etendues réalistes locales pour les différentes grandeurs (bornes de l'intervalle 95%) 108
Tableau 3-1 : Dates des saisons en 2014 et 2015 et données en continu disponibles 113
Tableau 3-2: Corrélations hauteur-vitesse sur les trois points de mesure amont, branche et aval 119
Tableau 3-3 : Comparaison des données mesurées en continu par les débitmètres ISCO 2150 et les données ponctuelles mesurées par les courantomètres NIVUS 138
Tableau 3-4: Gammes de débits par temps sec en entrée de la STEP de Maxéville 148
Tableau 3-5 : Mode d'installation et position des turbidimètres 155
Tableau 3-6: Vérification des turbidimètres sur le site de Maxéville 156
Tableau 3-7: Fréquences et amplitudes des bruits définis par les seuils de rejet K 162
Tableau 3-8: Gammes de températures selon les saisons et les évènements sur le site de Place de la Bonde et site de la STEP de Maxéville 172
Tableau 3-9: Gammes de pH selon les saisons et les évènements sur le site de Place de la Bonde et site de la STEP de Maxéville 174
Tableau 3-10: Gammes de conductivité et turbidité par temps sec sur le site de Place de la Bonde et site de la STEP de Maxéville 175
Tableau 3-11 : Concentrations des différents ions et leur contribution à la conductivité totale sur le point de mesure aval du site de Place de la Bonde 178
Tableau 3-12: Les formes de phosphates dans l'eau usée aval 179
Tableau 3-13: Variabilité des concentrations des paramètres polluants pendant une journée 184
Tableau 3-14 : Comparaison des rations N/DCO, P/DCO, P/N, MES/DCO avec les valeurs dans la littérature 185
Tableau 3-15: Variabilité journalière de quelques composés métalliques sur le site de la STEP de Maxéville 185
Tableau 3-16: Flux polluants journaliers massiques des polluants sur le point de mesure aval du site de Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville 187
Tableau 3-17: Comparaison des ratios de pollution journalière sur le bassin versant de Barbusse avec les valeurs stipulées par le décret du 10 décembre 1991 pour un équivalent habitant. 187
Tableau 3-18: Caractéristiques des particules dans la colonne d'eau et dans la couche dense amont et aval 196
Tableau 3-19: Caractéristiques des particules dans la colonne d'eau et dans la couche dense amont et aval 197
Tableau 3-20: Gamme de vitesse sur au niveau des points de mesure 204
Tableau 3-21: Les positions des coupons dans les réseaux sur les trois points de mesures 204
Tableau 3-22: Durée d'immersion des coupons dans les eaux résiduaires 205
Tableau 3-23: Moyennes des concentrations massiques de quelques composés métalliques 216

Tableau 5-1: Emplacement réel des dispositifs et des capteurs sur le site de Place de la Bonde 246
Tableau 5-2: Coût d’analyses pour une campagne sur 24h 265

INTRODUCTION GENERALE

Contexte

L'amélioration et le maintien du bon état écologique des milieux récepteurs sont un enjeu environnemental majeur car en France plus de 70% de la population réside en zone urbaine. La Directive Cadre sur l'Eau DCE 2000/60 du 23 octobre 2000 définit l'eau comme un patrimoine qu'il faut protéger, défendre et traiter. Parallèlement, les charges polluantes issues du milieu urbain par temps de pluie, particulièrement celles rejetées par les déversoirs d'orage, contribuent fortement à la dégradation de la qualité des milieux aquatiques. L'objectif de recouvrement du bon état écologique des milieux aquatiques, fixé par la Directive Cadre Européenne 2000/60/CE du 23 octobre 2000, ne pourra donc être atteint sans une bonne gestion des réseaux d'assainissement qui, elle-même, nécessite de mesurer les débits liquides transitant dans les collecteurs et d'estimer les flux polluants transportés par l'eau. La mise en œuvre du diagnostic permanent du réseau d'assainissement, outre sa conformité avec la réglementation (arrêté du 22 juin 2007), apporte les clés nécessaires à la compréhension et à l'amélioration du fonctionnement du réseau, et par la même, les moyens de réduire les rejets polluants non traités dans le milieu naturel. Cette démarche de diagnostic permanent s'effectue par la mise en place de capteurs fixes, qui peut être confrontée au manque de sites répondant aux spécifications et usages des professionnels (Leclerc et Battaglia, 2001; Bertrand-Krajewski *et al*. 2001) pour les présélections des points de mesure pertinents.

La charge polluante est le produit de la concentration moyenne d'un échantillon prélevé ou mesuré [MES = f(turbidité)] à une position supposée représentative par le débit liquide, basé sur une évaluation de la vitesse moyenne dans toute la section transversale du collecteur. De ce fait, la détermination précise des charges polluantes dépend à la fois de la représentativité des mesures de vitesses et de concentrations en matières en suspension dans toute la section. Assurer une bonne représentativité des mesures de vitesses et de concentrations n'est pas une tâche facile. En effet, la difficulté réside sur la capacité d'un instrument à donner des informations représentatives de phénomènes à l'intérieur d'un réseau d'assainissement. Et cette représentativité doit être non seulement temporelle mais aussi spatiale car les échantillonneurs et les capteurs (comme les turbidimètres et les débitmètres) donnent souvent seulement des informations ponctuelles alors que les réseaux d'assainissement peuvent avoir une section de plusieurs mètres carrés. Il est donc indispensable d'examiner la représentativité des mesures de vitesse et de concentrations dans la section transversale sur toute la colonne d'eau. Il faudra ensuite extrapoler le résultat brut donné par ces capteurs pour évaluer les valeurs moyennes (vitesse et concentration) recherchées.

L'eau étant le vecteur des polluants, la connaissance du champ de vitesse est en premier lieu indispensable à la détermination de la vitesse moyenne spatiale dans une section. L'évaluation du débit dans un collecteur d'assainissement passe souvent par une mesure conjointe de la vitesse et de la hauteur d'eau. En canal composé (collecteur à banquette), la distribution de la

vitesse présente des formes particulières rendant le passage de la vitesse locale mesurée à la vitesse moyenne nécessaire au calcul du débit particulièrement difficile (Larrarte 2006, 2008, 2015). Par ailleurs, des interrogations demeurent sur la vitesse moyenne mesurée par certains appareils (Larrarte et Joannis, 2014). Il est également indispensable de déterminer les différentes composantes qui contribuent aux incertitudes sur les débits.
Pour les concentrations, compte tenu des éventuels gradients verticaux et transversaux de concentrations dans les réseaux d'assainissement (Whorle et Brombach 1991 ; Verbanck 1993 ; Ristenpart *et al*. 1995 ; Ahyerre 1999 ; Oms 2003 ; Larrarte 2008 ; Hemmerle 2014), les problèmes de représentativité sont les mêmes pour un capteur optique (turbidimètre en l'occurrence) que pour un préleveur d'échantillons. Afin de limiter l'ampleur de ces problèmes, il est conseillé d'éviter les sections de mesure à très faibles vitesses d'écoulement (risque de stratification) et les sections situées à l'aval d'une singularité (risques de mauvais mélange des effluents) ; de placer le capteur ou la prise d'eau à une profondeur comprise entre 40 et 60 % de la hauteur d'eau et à une distance suffisante des parois (risque d'une contamination des échantillons par les dépôts ou les biofilms) (Bertrand-Krajweski *et al*. 2001). Cependant, il est difficile de trouver un site répondant à ces critères. En effet, les conditions des mesures dans les réseaux d'assainissement sont telles que la fiabilité des résultats de mesures ne peut être garantie en permanence. D'un côté, les appareillages installés dans le réseau sont soumis à des conditions de mesure défavorables. L'atmosphère y est corrosive. Les eaux usées sont parfois très chargées et grasses, conduisant à un encrassement rapide des sondes. La présence de toute sorte de corps flottants conduit au colmatage de l'équipement faisant obstacle à l'écoulement. Pour ces solides transportés, des dispositions constructives et une maintenance adaptée peuvent permettre de protéger les capteurs. Cependant, leur présence et les perturbations qu'ils génèrent dépendent surtout de la configuration des ouvrages et de l'hydraulique du site, et sont assez difficiles à prévoir lors d'un choix d'un site. D'un autre côté, les réseaux sont des ouvrages très complexes et les contraintes d'accès, de sécurité, de gestion sont parfois difficiles à concilier avec les conditions nécessaires à la mise en œuvre de la pratique métrologique, ce qui peut altérer fortement la pertinence des mesures. De ce fait, un grand enjeu technique de la métrologie en réseau d'assainissement réside dans la capacité de conception d'un point de mesure de débits et de flux adaptée aux objectifs et aux contraintes de site. Un problème supplémentaire est lié au fonctionnement propre du capteur lui-même, tant pour les débitmètres que pour les capteurs pour la mesure de la qualité de l'eau usée. Toute grandeur fournie par un appareil de mesure (un ou plusieurs capteurs) n'est pas parfaite. Ainsi, la mesure donnée par le capteur, quelle que soit la performance de ce capteur, n'est pas forcément égale à la valeur vraie correspondant au phénomène physique réel. Tout cela engendre des incertitudes de mesures qu'il faut évaluer et prendre en compte quand les capteurs sont installés sur le site. Il est également indispensable de valider les données de mesures afin de limiter l'effet perturbateur que celles-ci sont susceptibles d'induire lorsqu'elles sont entachées d'erreurs. En effet, les données non validées peuvent conduire à des conclusions erronées et des décisions erronées.

Par ailleurs, on constate un manque de connaissances sur les processus biochimiques et physiques relatifs aux sédiments au sein des réseaux d'assainissement ainsi que sur les interactions écoulement-sédiments (Ashley *et al*. 2003). En effet, outre les implications

hydrauliques dues à leur présence, la remise en suspension des dépôts par les eaux pluviales (Ashley *et al.* 2003 ; Chebbo et Gromaire, 2004) et l'arrachage du biofilm (Larrarte et Pons, 2011) représentent une part importante des flux polluants. Le biofilm, en particulier, contribue à la toxicité des effluents déversés par le relargage d'ADN et de bactéries (Veldhuis *et al*, 2010; Sauer *et al*, 2011) lors des épisodes de détachement selon diverses contraintes (hydrodynamique, masse) (Mahfoud *et al.* 2009). Des études effectuées dans les eaux usées d'un bassin de rétention ont montré qu'il peut augmenter la résistance de certains dépôts à l'érosion (Fang *et al*. 2014). Les biofilms sont également à l'origine de l'odeur désagréable et la corrosion des conduites d'eaux usées dans les réseaux d'assainissement à cause des dégagements d'hydrogène sulfuré (H_2S) et de méthane (Guéguen-Minerbe *et al*,. 2012). Une attention particulière sur le suivi en continu du développement et la caractérisation des biofilms en réseaux sera portée dans cette étude. Ashley *et al*. (2003) ont indiqué que les recherches sur la dynamique des solides doivent être approfondies et que les clés de compréhension sont liées d'une part au processus de transport et à l'interaction entre le flux et les solides (tels que les processus d'érosion), et d'autre part à l'interaction entre les divers types de matières solides. Delleur, (2001) et Ashley *et al*. (2004) indiquent qu'une amélioration des connaissances ne pourra être atteinte sans des mesures en continu sur une longue durée.

Le projet MENTOR, dans lequel cette thèse s'inscrit, vise à proposer une méthodologie permettant de qualifier les sites et les points de mesures pertinents pour une gestion efficace des eaux urbaines, de mettre en place une instrumentation intégrée au droit et au voisinage des déversoirs d'orage dans le but de surveiller en continu la quantité et la qualité des rejets aux milieux aquatiques (Larrarte *et al*. 2013). Les résultats de ce projet permettront d'améliorer le suivi de la qualité de l'environnement en déployant des systèmes de métrologie performants, de favoriser la mise en œuvre de réseaux d'instrumentations intégrés intégrant la chaîne complète de la mesure : capteurs, choix pertinent du site de mesure, acquisition et validation de données, évaluation des incertitudes et valorisation des données.

Cadre et objectifs de la thèse

Cette thèse s'est déroulée au sein de deux laboratoires différents : le Laboratoire Réactions et Génie des Procédés (LRGP) à Nancy dans l'équipe Sols et Eaux et le Laboratoire Eau et Environnement (LEE) du département Géotechnique, Environnement, Risques naturels et Sciences de la terre (GERS) de l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR) à Nantes.

L'objectif principal de cette thèse est d'appréhender la question de la représentativité temporelle et spatiale de débits et de flux polluants en réseaux d'assainissement. Des études expérimentales sur la répartition des vitesses et des concentrations en matières en suspension (MES) ont été précédemment menées en section courante dans des sections uniformes et pour des sites non sujets à sédimentation dans la région nantaise. Ces travaux de Larrarte (2006, 2008, 2015) ont permis de montrer la complexité des champs de vitesse avec la présence de la vitesse maximale au-dessous de la surface libre et également d'une zone de forts gradients de

vitesse à proximité et au-dessus de la banquette. Les résultats montrent que, pour les solides transportés en suspension, des fluctuations de concentration peuvent exister mais pas des gradients verticaux de concentrations. On a pu noter que pour un site (Cordon Bleu) avec des vitesses de l'ordre de 0,5 m/s, donc inférieures au seuil d'autocurage, des gradients transversaux ont été observés (Larrarte et Cottineau, 2005). Sur un autre site (Jardin des Plantes), les résultats ont montré l'absence de gradients verticaux de concentration alors qu'on observe la présence par intermittence du dépôt sédimentaire sur ce site (Larrarte et Cottineau 2008). D'autres études (Hemmerle, 2014) ont mis en évidence la présence potentielle d'une couche dense très concentrée (supérieure à 5 g/l) et essentiellement composée de matière organique pour une vitesse inférieure à 0,13 m/s et une contrainte de cisaillement en dessous de 0,055 N/m^2. Ces constats ont constitué le point de départ de cette thèse. Ils nous ont guidé dans le choix d'un nouveau site, qui présente des vitesses d'écoulement faibles (0,13 à 0,35 m/s), afin de **chercher si, au-dessous d'un certain seuil de vitesse :**

- **des gradients verticaux de concentrations pourraient être observés**
- **de corroborer, ou non, l'existence des gradients transversaux.**

Par ailleurs, ce site présente une singularité afin d'étudier l'influence de celle-ci sur la répartition des vitesses et des concentrations en amont et en aval. Cette singularité étant une jonction, **l'apport de la branche latérale crée-t-elle un simple phénomène de dilution ou a-t-elle une influence plus complexe ?**

En tenant compte des multiples inconvénients dus à la présence du biofilm dans les réseaux d'assainissement, une attention particulière sera apportée à l'étude de la croissance du biofilm dans les collecteurs d'assainissement dans cette thèse. L'étude de la croissance du biofilm dans les réseaux d'assainissement utilisant des coupons a été déjà développée il y a quelques années à Nancy et à Nantes (Milferstedt et al. 2008, Larrarte et al. 2011, Pons et al, 2013 a et b) et les résultats obtenus semblent prometteurs. En adoptant cette méthode, on s'intéresse dans cette thèse à répondre à la question : **quelle est l'influence de la variabilité de la vitesse d'écoulement sur la croissance du biofilm ?**

Pour répondre à ces questions et atteindre l'objectif de la thèse, il est nécessaire d'améliorer les connaissances sur l'hydraulique des écoulements ainsi que sur les caractéristiques et la dynamique des polluants dans les réseaux d'assainissement. Pour ce faire, nous avons combiné dans cette thèse les études suivantes :

- suivi en continu des débits et des paramètres de qualité des eaux usées,
- étude expérimentale des champs de vitesse et de concentrations en MES dans une section transversale du collecteur
- caractérisation et étude de la variation journalière de divers paramètres polluants par un bilan sur 24h
- caractérisation des solides en réseaux (particules en suspension, dépôt au fond)
- suivi et caractérisation du biofilm en réseau.

Dans ce sens, cette thèse est à l'interface de divers domaines de recherches tels que la chimie, la mécanique des fluides appliquée, l'hydraulique, le génie des procédés et l'environnement. Les études citées ci-dessus ont été appréhendées sur les différents types de données acquises sur trois sites expérimentaux : les sites de Place de la Bonde et de Duchesse Anne à Nantes et le site de Maxéville à Nancy. Ils incluent des données en continu de hauteur, vitesse,

température, pH, conductivité, turbidité ; des mesures ponctuelles de vitesses et de concentrations dans les sections transversales du collecteur ; des résultats d'analyses sur les concentrations en divers paramètres polluants pour les échantillons de campagnes sur 24h (MES, DCO, cations et anions majeurs) ; des paramètres caractéristiques de sédiments en réseau (granulométrie, densité, masse volatile) ; diverses données sur la caractérisation du biofilm en réseau (durée d'immersion, opacité, obscurcissement, masse sèche, taux de cendres, matières volatiles et divers composants chimiques).

Cette thèse permet de valoriser ces données pour contribuer à l'amélioration des connaissances sur :

- les conditions d'acquisition de mesures représentatives de l'évolution temporelle des débits et des paramètres de qualité des eaux, les facteurs qui expliquent les évolutions de ces paramètres et en particulier la dynamique liée aux matières en suspension,
- les champs de vitesse en section ovoïde et la propagation des incertitudes lors d'un calcul des débits,
- les hétérogénéités des champs de concentration en matières en suspension, les conditions favorables à la présence de gradients de concentration et les grandeurs caractéristiques permettant d'expliquer ces phénomènes
- l'évolution au cours de la journée des caractéristiques de la pollution des eaux de temps sec en réseau d'assainissement, au moyen des campagnes d'échantillonnage sur 24h.
- l'influence de la variabilité des vitesses sur le développement du biofilm et les caractéristiques des biofilms en réseau d'assainissement.
- les caractéristiques des sédiments en réseau d'assainissement.

Les résultats de ces travaux contribueront par ailleurs à l'atteinte des objectifs du projet MENTOR, notamment :

- la validation des modélisations numériques et à la finalisation de la méthodologie d'aide à la qualification des sites de mesures,
- la mise au point d'outils opérationnels destinés aux gestionnaires et aux responsables de métrologie des réseaux d'assainissement urbains.
- l'apport de recommandations au niveau organisationnel qui aideront à l'acquisition de « bonnes pratiques métrologiques ».

Plan du manuscrit

Le travail réalisé est présenté sous forme d'un mémoire composé des chapitres suivants :

Le premier chapitre consiste en une synthèse bibliographique réunissant l'essentiel des connaissances nécessaires à cette étude. La première partie présente des informations essentielles sur les réseaux d'assainissement, leur rôle et fonctionnement, ainsi que quelques notions d'hydrauliques en réseaux d'assainissement. La deuxième partie décrit les caractéristiques et origines des eaux usées et particulièrement celles des solides en réseaux d'assainissement. La troisième partie présente les différents types de mesurage des débits et

des flux polluants en réseaux d'assainissement. Les notions d'erreurs et incertitudes de mesures sont finalement présentées.

Le deuxième chapitre est consacré aux matériels et méthodes. La première partie est dédiée au choix et à la description des sites expérimentaux. La deuxième partie présente les jeux de données utilisés en précisant leur usage dans l'étude, les échantillonnages réalisés, les matériels utilisés, les méthodes mises en œuvre ainsi que leur protocole. On décrit dans la troisième partie les procédures de validation des données en continu.

Le troisième chapitre, divisé en trois grandes parties, regroupe et discute tous les résultats recueillis tout au long de notre travail de recherche.

- La première grande partie traite des mesures de débits sur le site expérimental Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville. On présente les résultats sur la variabilité temporelle de débits sur ces deux sites expérimentaux. On traite également la représentativité spatiale des débits sur les deux points de mesure amont et aval du site de Place de la Bonde.
- La deuxième grande partie concerne les mesures des flux polluants. Elle se divise elle-même en six parties :
    - Validation des données de turbidité sur les points de mesures amont et aval du site de Place de la Bonde
    - Représentativité temporelle des paramètres polluants (pH, conductivité et turbidité) sur le site de Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville
    - Etude de la variabilité journalière des principaux paramètres polluants sur le site de Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville
    - Représentativité spatiale des concentrations en MES sur les deux points de mesure amont et aval du site de Place de la Bonde
    - Etude des caractéristiques des solides sur les deux points de mesure amont et aval du site de Place de la Bonde
    - Analyse combinée de différents jeux de données sur les deux points de mesure amont et aval du site de Place de la Bonde
- La troisième et dernière grande partie est consacrée à l'étude de l'influence de la variabilité de la vitesse sur le comportement du biofilm en réseaux d'assainissement.

Le quatrième chapitre synthétise les différents résultats obtenus dans le chapitre 3. Cela nous permet également de porter un bilan critique sur les méthodes mises en œuvre dans cette étude tout en suggérant des améliorations pour certaines méthodes.

Finalement, le mémoire se termine par les conclusions que l'on peut tirer de ce travail et propose également des perspectives pour le développement ultérieur des travaux réalisés au cours de la thèse.

Chapitre 1 :
Revue bibliographique

1. Chapitre 1 : Revue bibliographique

Ce chapitre, divisé en quatre parties, vise à réunir l'essentiel des connaissances nécessaires à cette étude. La première partie consiste en la présentation globale des réseaux d'assainissement, leur rôle et fonctionnement, les bases hydrodynamiques des écoulements à surface libre ainsi que les différentes caractéristiques géométriques utiles pour un calcul hydraulique. Nous verrons également la distribution des vitesses dans les réseaux en réseaux d'assainissement. Dans la deuxième partie, on s'attache aux caractéristiques des eaux usées urbaines et les dépôts en réseaux d'assainissement. La troisième partie est consacrée aux différents types de mesurage des débits et flux polluants en réseaux d'assainissement. On aborde finalement les notions d'erreurs et incertitudes de mesures.

1.1 Réseau d'assainissement et quelques notions d'hydrauliques

1.1.1 Présentation globale du réseau d'assainissement

Le système d'assainissement a pour objectifs de protéger la santé publique, lutter contre les inondations et protéger l'environnement. Ce système comprend le réseau proprement dit mais aussi un ensemble d'éléments tels que les stations d'épuration. Le principe de l'assainissement collectif est d'organiser la collecte des eaux usées ou pluviales jusqu'à une station d'épuration pour les eaux usées et jusqu'au bassin de stockage ou jusqu'à l'exutoire naturel pour les eaux pluviales. Les réseaux d'assainissement urbain actuellement utilisés en France, consistent typiquement en un ensemble de conduites, liées entre elles, parcourant sous terre les zones urbanisées et communiquant avec la surface par des ouvrages tels que les avaloirs et les regards.

Les effluents urbains comprennent : les eaux pluviales, ayant ruisselé sur différentes surfaces imperméables (rues, trottoirs, parkings, toits, etc.), et les eaux de lavage (ayant servi au lavage de surfaces telles que les trottoirs, les caniveaux, etc.), les eaux usées ménagères et les eaux industrielles ayant ou non subi un prétraitement. Les eaux usées ménagères (mélange d'eaux servant à des usages domestiques comme le lavage et des eaux vannes, issues des toilettes et chargées en excréta humains et en urine) et les eaux industrielles sont considérées comme des eaux polluées, qui doivent donc être traitées avant d'être déversées dans le milieu naturel. L'écoulement se fait, en général, par voie gravitaire (une certaine pente des collecteurs est donc nécessaire). Cependant, des stations de relèvement ou de refoulement peuvent être mises en place dans des cas spéciaux (terrains plats, terrains accidentés).

Dans les zones urbaines, on peut distinguer trois types de système de transport des eaux résiduaires :

- le système séparatif qui consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques (et souvent aussi aux effluents industriels et commerciaux), alors que l'évacuation des eaux pluviales est assurée par un autre réseau (canalisations, fossés, caniveaux, écoulement superficiel...) ;
- le système unitaire qui consiste à évacuer l'ensemble des eaux usées et pluviales par un seul réseau, généralement pourvu de déversoirs, permettant en cas d'orage le rejet direct par surverse d'une partie des eaux dans le milieu naturel. Pendant les périodes sèches, seuls les rejets municipaux, industriels ou commerciaux circulent dans les

réseaux. Dans des conditions humides (pluie, neige fondante) une grande partie de l'écoulement de surface est également évacuée à l'égout. Lorsque la capacité maximale du système de collecte et de la station d'épuration est atteint, l'excès de flux est évacué au niveau des déversoirs d'orage, avec ou sans contrôle de la pollution.

- le système pseudo-séparatif qui consiste à réaliser un réseau séparatif particulier pour lequel il est admis que le réseau d'évacuation des eaux usées peut recevoir certaines eaux pluviales (toitures) en provenance des propriétés riveraines.

La plus grande partie des réseaux construits au XIXème siècle et au début du XXème siècle sont en maçonnerie de briques ou de pierres. En revanche, les matériaux utilisés à nos jours pouf la fabrication des canalisations sont le béton (armé le plus souvent), l'amiante ciment, le polychlorure de vinyle et la fonte ductile. Ces canalisations peuvent avoir différentes géométrie (circulaire, ovoïde ou rectangulaire) et sont destinées majoritairement à véhiculer des effluents (eaux usées et eaux pluviales). Outre la fonction hydraulique, les canalisations assurent une fonction mécanique importante puisqu'elles sont soumises en service aux charges dues au remblai et le cas échéant aux effets des charges roulantes. Pour les produits en béton, les tuyaux sont constitués de béton non armé, de béton armé ou de béton fibré acier.

1.1.2 Quelques notions d'hydraulique

Comprendre le fonctionnement d'un système d'assainissement ne peut se faire sans comprendre son fonctionnement hydraulique. Notons que les écoulements en réseau d'assainissement sont majoritairement à surface libre. Dans cette section, nous rappelons quelques notions d'hydraulique à surface libre.

1.1.2.1 Principales grandeurs géométriques

Nous prenons l'exemple d'une canalisation circulaire pour illustrer les grandeurs qui vont être définies dans cette section (Figure 1-1). Pour une section donnée, on appelle miroir ou surface libre l'interface entre l'eau et l'air. La largeur au miroir, notée B, est donc définie comme la distance entre les deux extrémités du miroir dans la direction transversale au sens de l'écoulement. La hauteur d'eau de l'écoulement est notée *h*. Le rapport de la largeur *B* sur la hauteur d'eau *h* est ce qu'on appelle le coefficient d'aspect, noté A_r :

$$A_r = \frac{B}{h} \tag{1-1}$$

Le coefficient d'aspect A_r joue un rôle important dans la distribution de la vitesse dans la section d'un collecteur, que nous évoquerons ci-après (0).

La pente de l'écoulement est notée *I*. La section transversale, bornée en limite supérieure par la largeur *B* et par une courbe d'interface entre l'eau et les parois du canal (dans le cas de la Figure 1-1, c'est un demi-cercle) est appelée la surface mouillée, notée S_m. La longueur curviligne de l'interface entre l'eau et le lit est appelée périmètre mouillé, noté P_m. La surface mouillée et le périmètre mouillé dépendent donc de la géométrie du canal. On définit le rayon hydraulique R_h, comme étant le rapport entre la surface mouillée et le périmètre mouillé.

$$R_h = \frac{S_m}{p_m} \tag{1-2}$$

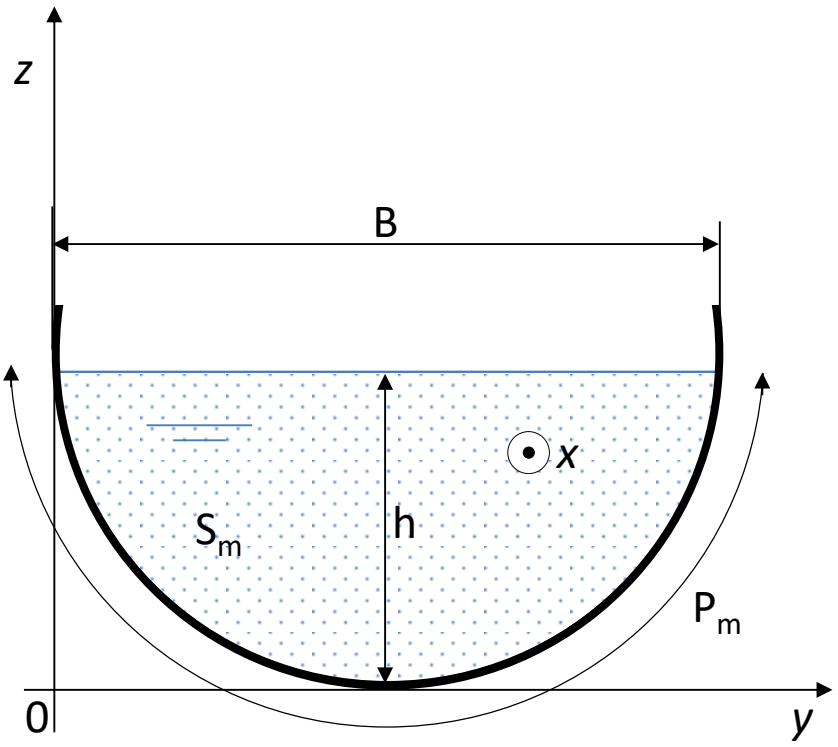


Figure 1-1: Les grandeurs géométriques d'une section dans un écoulement

Comme indiqué sur la Figure 1-1, on précise que dans cette thèse :

- l'axe des *x* désigne la direction principale de l'écoulement c'est-à-dire la direction perpendiculaire à l'écoulement qui va de l'amont vers l'aval,
- l'axe des *y* est la direction transversale et
- l'axe des *z* correspond à la direction verticale à partir du radier du collecteur.

1.1.2.2 **Les écoulements**

On peut définir les écoulements suivant la variabilité des caractéristiques hydrauliques telles que le tirant d'eau et la vitesse en fonction du temps et de l'espace.

1.1.2.2.1 Ecoulements permanent/non-permanent, uniforme/non-uniforme

1.1.2.2.1.1 Variabilité dans le temps

Il s'agit ici de la variabilité temporelle. Si les caractéristiques de l'écoulement (vitesse, hauteur, débit) ne changent pas au cours du temps en grandeur et en direction, l'écoulement est dit permanent. Dans le cas contraire, l'écoulement est dit non permanent. Au sens strict, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins les variations temporelles sont, dans certains cas, suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme une succession de régimes permanents. On peut alors définir ainsi le régime quasi-permanent.

1.1.2.2.1.2 Variabilité dans l'espace

Il s'agit ici d'une notion spatiale. On dit qu'un écoulement est uniforme si pour une longueur donnée du canal, la vitesse, la profondeur, la pente et la section du canal restent constantes. Dans ce cas, la ligne de la pente du radier et la ligne de la surface libre sont parallèles. L'écoulement est non-uniforme ou varié si les paramètres caractérisant l'écoulement changent d'une section à l'autre. La pente de la surface libre diffère donc de celle du fond.

1.1.2.2.1.3 Variabilité spatio-temporelle

Un écoulement non-uniforme peut être accéléré ou décéléré suivant que la vitesse croît ou décroît dans le sens du mouvement. Si la profondeur ainsi que les autres paramètres varient lentement d'une section à l'autre, on dit que l'écoulement est graduellement varié. Lorsque le mouvement est rapidement varié, les paramètres caractérisant l'écoulement changent brusquement, parfois avec des discontinuités. Cela se manifeste en général au voisinage d'une singularité, telle qu'un seuil, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque.

1.1.2.2.2 Ecoulement laminaire ou turbulent

Pour des vitesses faibles, les particules d'un fluide se déplacent selon des couches ordonnées les unes au-dessus des autres et les filets liquides qui le composent sont parallèles et juxtaposés : l'écoulement est dit laminaire (Figure 1-2a).

Inversement, le régime d'un écoulement turbulent se caractérise par la fluctuation spatio-temporelle des vitesses et des pressions au sein de la veine liquide, générant une agitation interne. L'écoulement turbulent présente un caractère tourbillonnaire. La taille, la localisation et l'orientation des tourbillons varient constamment. Les phénomènes turbulents sont tridimensionnels et les trajectoires sont imprévisibles (Schiestel, 1998) (Figure 1-2b).



(a) (b)

Figure 1-2 : (a) Ecoulement laminaire, (b) écoulement turbulent

Le régime d'un écoulement est caractérisé par le nombre adimensionnel de Reynolds (*Re*) :

$$Re = \frac{U.R_h}{\nu} \qquad (1\text{-}3)$$

avec U : vitesse de l'écoulement [m/s],
R_h : rayon hydraulique [m],
ν : viscosité cinématique du fluide (10^{-6} m^2/s à 20°C).

ν s'exprime par la relation :

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \qquad (1\text{-}4)$$

avec ρ : masse volumique du fluide
μ : viscosité dynamique du fluide

Un écoulement à surface libre est dit :

- laminaire si $Re < 500$;
- transitoire si $500 < Re < 2000$;
- turbulent si $Re > 2000$.

On note que dans les réseaux d'assainissement, on ne rencontre généralement que des écoulements turbulents à cause des fortes fluctuations de vitesse.

1.1.2.3 **Ecoulement fluvial, critique et torrentiel (nombre de Froude)**

Le nombre de Froude, de l'hydrodynamicien anglais William Froude, est un nombre sans dimension qui caractérise dans un fluide l'importance relative de l'énergie cinétique de ses particules par rapport à leur énergie gravitationnelle. Il s'exprime donc par un rapport entre la vitesse et la force de pesanteur qui s'exerce sur celle-ci selon la relation :

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{g.L_C}} \qquad (1\text{-}5)$$

avec U : vitesse de l'écoulement,
g : accélération de la pesanteur,
L_C : longueur caractéristique.

Dans le cas d'un canal à surface libre (cas des réseaux d'assainissement), on utilise souvent le rayon hydraulique R_h à la place de la longueur caractéristique L_C afin de mieux représenter la force de gravité. Le nombre de Froude s'exprime donc selon la relation :

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{g.R_h}} \qquad (1\text{-}6)$$

avec U : vitesse de l'écoulement,
g : accélération de la pesanteur,
R_h : rayon hydraulique

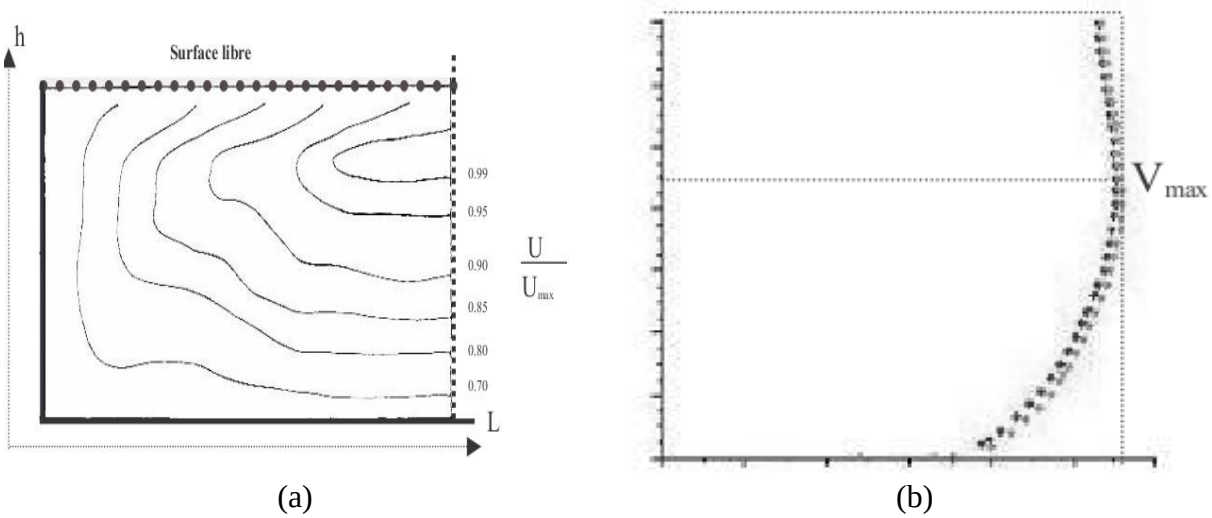
L'écoulement est dit :

- fluvial si le nombre de Froude $F_r < 1$: ce type d'écoulement est caractérisé par une forte hauteur d'eau et une faible vitesse. Ce régime est « piloté par l'aval » : le comportement des particules en mouvement est contraint par celles qui les précèdent ;
- critique si ce nombre est égal à 1 ;
- torrentiel si $F_r > 1$: ce type d'écoulement est caractérisé par une faible hauteur d'eau et une forte vitesse. Les conditions de ce régime sont données par l'amont, le fluide est « tiré » par les forces qui le meuvent (la gravité le plus souvent), sans que la masse de fluide en aval soit une gêne.

1.1.2.4 **Courants secondaires – Champs de vitesse**

1.1.2.4.1 Courants secondaires

L'existence des écoulements secondaires a été découverte dès la fin du XIX^{ème} siècle par Stearns (1883). L'auteur a montré qu'il y avait des re-circulations dans la section d'écoulement et que la vitesse maximale se trouvait en dessous de la surface libre dans les canaux étroits. C'est ce qu'il a appelé le « *dip phenomenon* ». Nezu et Nakagawa, (1993) ont montré que ces courants sont générés par la turbulence et le frottement sur les parois qui freinent la vitesse longitudinale en surface (Figure 1-3).



(a) (b)

Figure 1-3: « Dip-phenomenon » en écoulement à surface libre
Vue transversale (a) et vue de profil (b) (Nezu and Nakagawa, (1993)).

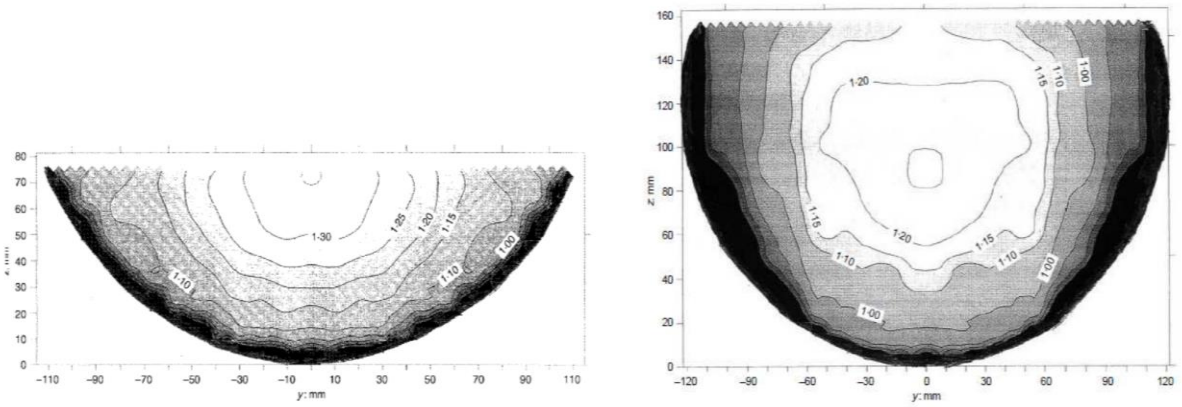
Les courants secondaires apparaissent dans les écoulements turbulents à surface libre. Ils sont plus ou moins intenses et influent sur la vitesse longitudinale en fonction de différents paramètres et caractéristiques du canal et de l'écoulement, notamment le coefficient d'aspect *Ar* et la géométrie du canal.

Concernant le coefficient d'aspect A_r, Nezu et Rodi (1985) ont effectué des mesures de courants secondaires en canal rectangulaire rectiligne et ont constaté que pour $Ar>5$, la vitesse maximale se situe au niveau de la surface libre. Suite à ces essais, les auteurs ont proposé de se baser sur le coefficient d'aspect A_r par rapport à une valeur constante critique (α_c) pour distinguer deux catégories :

- les canaux étroits $1< A_r < \alpha_c$: on observe la présence d'écoulements secondaires importants dans la section et donc un écoulement tridimensionnel. Le *dip phenomenon* est dû à la présence de la surface libre et des murs latéraux générant une anisotropie de la turbulence ;
- les canaux larges $A_r > \alpha_c$: les écoulements secondaires sont moins importants. Dans la zone centrale, l'effet des parois latérales disparait et la vitesse maximale se situe au niveau de la surface libre. Nezu et Nakagawa (1993) ont proposé une valeur de $\alpha_c = 5$.

1.1.2.4.2 Quelques études de cas illustrant l'influence des courants secondaires sur les champs de vitesse

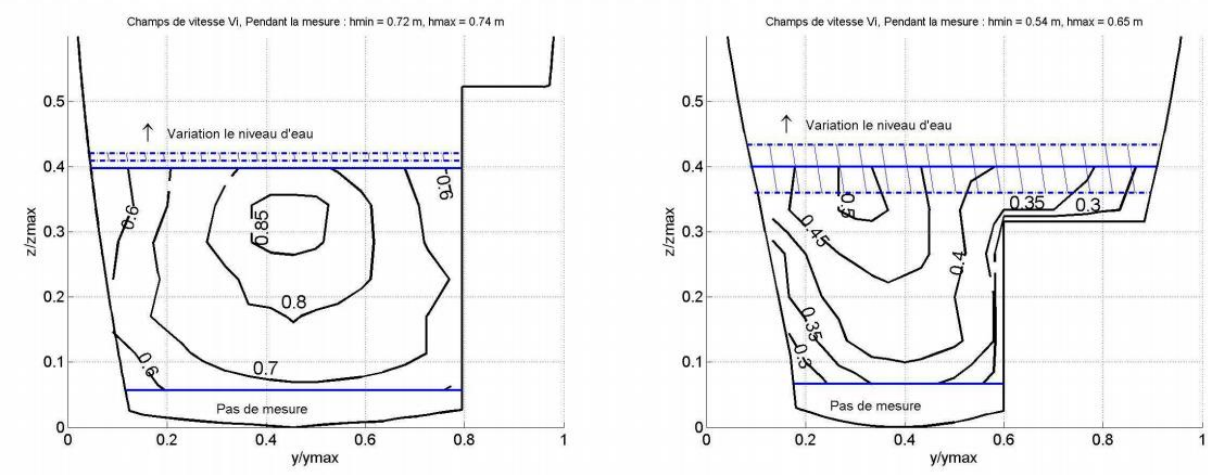
La Figure 1-4 représente un cas d'étude effectuée par Sterling et Knight, (2000) dans une section circulaire. Le coefficient d'aspect est toujours entre 1 et 5. Knight et Sterling, (2000) ont souvent observé un maximum de vitesse situé en-dessous de la surface libre sauf pour les taux de remplissage faibles (Figure 1-4 a).



[a) faible remplissage (33%) b) fort remplissage (66%)]

Figure 1-4: Champ de vitesse développé dans un ouvrage de section circulaire (résultats expérimentaux) (Sterling et Knight, 2000)

Dans le cas de la Figure 1-5, on représente des grands collecteurs unitaires qui sont munis de banquettes (Larrarte et Joannis, 2014). Les banquettes permettent d'augmenter la vitesse pour un débit et une hauteur d'eau donnés et donc minimisent les risques de dépôt sédimentaire. On a alors une section simple pour les faibles débits avec une vitesse maximale située au-dessous de la surface et des gradients transversaux et verticaux de vitesse (Figure 1-5 a). Pour les plus forts débits, la section devient composée et le champ de vitesse se complexifie : on observe notamment la présence d'un minimum local au-dessus de la banquette (Figure 1-5 b) et un gradient transversal de vitesse très marqué à proximité de la face verticale de la banquette.



a) faible remplissage : section simple b) fort remplissage : section composée

Figure 1-5: Champ de vitesse développé dans un ouvrage de section complexe (Larrarte et Joannis, 2014)

1.1.2.5 **Influence de la singularité sur les champs de vitesse**

Nous avons vu dans la section 1.1.2.2.1.3 qu'un changement brusque de l'écoulement peut avoir lieu au voisinage d'une singularité. Ce changement d'écoulement peut également avoir une influence sur les champs de vitesse en fonction de la géométrie de la canalisation et la distance d'implantation du capteur par rapport à la singularité.

Des études (COACHS, 2014) ont été menées pour estimer la distance d'implantation du capteur à l'aval des jonctions de différentes formes (rectangulaires, trapézoïdales, circulaires et ovoïdes). Les résultats montrent que dans le cas d'une jonction à géométrie quelconque et lorsque le débit majoritaire vient de la branche principale, on peut implanter le capteur à une distance estimée à huit fois la largeur du canal. Ces résultats sont conformes à ceux trouvés par Mignot *et al.* (2012). Pour les canaux ovoïdes, et en particulier lorsque le débit majoritaire vient de la branche latérale, on peut préconiser une distance minimale de dix fois la largeur du canal.

Les constructeurs de débitmètres donnent des recommandations en termes de distance minimum à l'aval d'une singularité à partir de laquelle l'écoulement n'est plus influencé. Par exemple, pour les capteurs à effet Doppler, le guide d'installation TeledyneIsco (2009) stipule que « le capteur doit être installé assez loin des perturbations (coude, jonction) pour que l'écoulement soit stabilisé ». Les préconisations de Néotek-Ponsel sont plus précises et indiquent que la sonde doit être fixée à « six à dix fois le diamètre à distance des coudes, intersections (organes générant des turbulences) ». Le fabricant NIVUS (2003) indique que, pour assurer une mesure optimale, le capteur doit être installé à une distance minimale par rapport à la sortie d'une déviation en fonction de l'angle α. Pour un angle supérieur à 45°, la distance minimum est de 10D pour une vitesse inférieure à 1 m/s et 20D pour une vitesse supérieure, D désignant le diamètre de la canalisation.

Cependant, en pratique il est difficile, voire impossible, de respecter ces préconisations. En effet, en réseau d'assainissement, on peut avoir de très nombreuses singularités (coude, confluence, défluences …) et on ne dispose pas toujours de la longueur nécessaire au retour à un champ de vitesse symétrique ou sans influence. Et il n'y a donc parfois pas d'autre solution que d'instrumenter en aval de l'une d'elles.

La Figure 1-6 montre un exemple de l'influence d'un coude à 90° sur la répartition de vitesses dans la section transversale de l'écoulement. Les mesures ont été effectuées à une distance de 15 fois la largeur à la surface libre. On observe que le champ de vitesse n'est pas symétrique, la vitesse maximale est décalée vers la partie en face de la paroi latérale de la banquette.

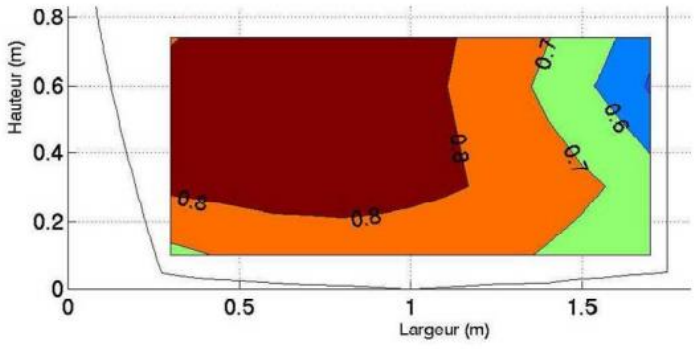


Figure 1-6: Champ de vitesse de temps sec observé dans la cunette d'un collecteur à banquette à l'aval d'un coude à 90° à une distance de 15 fois la largeur à la surface libre (Larrarte et Joannis, 2014)

1.2 Caractéristiques des eaux usées urbaines

Nous avons vu dans le paragraphe 1.1 que les eaux usées urbaines sont constituées d'une part par les eaux domestiques, les eaux résultant d'usages industriels et commerciaux et les eaux météoriques. On y trouve donc diverses matières telles que des débris végétaux et animaux, des fibres, des matières grasses, des détergents, des sels minéraux dissous ainsi que de nombreux composés organiques provenant de la digestion humaine, des bactéries, des parasites intestinaux et divers micro-organismes.

Les types de pollution des eaux usées domestiques sont communément classés en termes de (Henze, 2002):

- micro-organismes, excrétés avec les matières fécales : bactéries, phages, parasites et virus.
- matières organiques (biodégradables ou non biodégradables),
- substances nutritives: azote et phosphore,
- mésopollution, due notamment aux ions majeurs présents,
- micropollution, minérale (notamment due aux métaux lourds) et organique : les substances en cause sont présentes à des concentrations de quelques µg/L et souvent moins (ng/L, pg/L).

1.2.1 Les matières organiques

La pollution carbonée des eaux usées est constituée d'une multitude de matières organiques. Parmi ces matières on distingue les hydrates de carbone, les protéines, les matières grasses, les tensioactifs, les huiles, les pesticides, les composés phénoliques, etc. On peut les classer selon différents critères. On peut distinguer trois types de pollution carbonée selon leur biodégradabilité (Henze, 2002):

- une pollution non biodégradable,
- une pollution rapidement biodégradable considérée comme soluble : les bactéries hétérotrophes la décomposent dans des conditions aérobies ou anoxiques,
- une pollution lentement biodégradable : ce sont des molécules de haut poids moléculaire et des substrats organiques colloïdaux ou particulaires. Ils doivent d'abord être hydrolysés et transformés en molécules plus petites avant d'être dégradés par les bactéries.

Le rapport DCO/DBO5 donne une première estimation de la biodégradabilité de la matière organique d'un effluent donné. La DBO5 (mg/L d'O_2) ou demande biochimique en oxygène à cinq jours, représente la quantité d'oxygène consommée par les microorganismes aérobies pour réaliser la dégradation de tous les composés biodégradables disponibles en cinq jours. La DCO (mg/L d'O_2) ou demande chimique en oxygène, représente la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder, dans un certain contexte réactionnel, les substances oxydables contenues dans l'échantillon.

Le Tableau 1-1 résume les différentes classes de composés organiques ainsi que leur origine selon Metcalf et Eddy, (1991).

Tableau 1-1 : Les différentes classes de composés organiques et leur origine (Metcalf et Eddy, 1991)

Composés organiques	Origines
Hydrocarbures	Eaux domestiques, commerciales et industrielles
Matières grasses et huiles	Eaux domestiques, commerciales et industrielles
Pesticides	Résidus agricoles
Phénols	Résidus industriels
Protéines	Eaux domestiques, commerciales et industrielles
Tensioactifs	Eaux domestiques, commerciales et industrielles
Composés organiques volatiles	Eaux domestiques, commerciales et industrielles
Autres	Produits de la décomposition de la matière organique

1.2.2 **Substances nutritives**

L'azote et le phosphore sont également des paramètres déterminant pour la qualité de l'eau. Ces deux composés interviennent dans le phénomène d'eutrophisation (Deronzier et Choubert, 2004). L'eutrophisation a été définie en 1989 (Durrant, 1999) comme un enrichissement de l'eau en nutriments qui a pour conséquence l'accroissement de la production d'algues et de macrophytes, une détérioration de la qualité de l'eau et d'autres symptômes de changement indésirables (mauvaises odeurs, eau trouble …) et qui interfèrent dans l'utilisation de l'eau. Ainsi la caractérisation et la quantification de l'azote et le phosphore sont indispensables pour les rejets vers le milieu naturel.

1.2.2.1 **Azote**

L'azote provient principalement de l'urine (80%), des matières fécales (13%) et des eaux grises (7%). L'azote dans les eaux usées se présente sous deux formes : organique et inorganique. La forme organique contient les substances R-NH_2 (amines primaires) dans l'urine et les protéines. La forme inorganique, quant à elle, peut se présenter sous différentes formes : en grande partie sous forme d'azote ammoniacal (NH_4^+), avec une faible quantité de nitrite (NO_2^-) et de nitrate (NO_3^-). L'altération « matières azotées hors nitrates » comporte trois paramètres afin de connaître la concentration de certains éléments intervenant lors des premiers stades du cycle de l'azote :

- l'azote ammoniacal, NH_4^+ est une forme réduite de l'azote. Par réaction d'oxydation, l'azote ammoniacal est transformé en nitrites puis en nitrates.
- l'azote Kjeldahl, (NKJ ou NTK), représente les formes réduites de l'azote : c'est la somme de l'azote organique et de l'azote ammoniacal. Ainsi, une forte charge organique dans un cours d'eau sera à l'origine d'une forte charge en azote organique qui sera ensuite oxydé et transformé en nitrates.
- les nitrites, NO_2^-, sont les intermédiaires entre azote ammoniacal et nitrates. Cet élément peut avoir un effet néfaste dans les milieux aquatiques : en milieu acide (conséquence de rejets essentiellement industriels) et en forte concentration, ce composé se révèle toxique pour les biocénoses aquatiques et la faune piscicole. Au niveau chimique, le processus se déroule ainsi :

$$NH_3 + O_2 \rightarrow NO^{2-} + 3H^+ + 2e^- \quad (1\text{-}7)$$
$$NO^{2-} + H_2O \rightarrow NO^{3-} + 2H^+ + 2e^-$$

Mercoiret (2010) indique que les formes oxydées (nitrites et nitrates) de l'azote sont théoriquement absentes dans les eaux usées domestiques. Le Tableau 1-2 représente les concentrations de différentes formes d'azote dans les eaux usées domestiques (Henze *et al.* 2002).

Tableau 1-2: Concentrations de différentes formes de l'azote dans les eaux usées domestiques. (Henze *et al.* 2000).

	Elevée		Moyenne		Faible	
Forme de l'azote	(mg/l)	(%)	(mg/l)	(%)	(mg/l)	(%)
Azote total	80	100%	50	100%	50	100%
Azote ammoniacal	50	63%	30	60%	12	24%
Nitrites	0,1	0%	0,1	0%	0,1	0%
Nitrates	0,5	1%	0,5	1%	0,5	1%
Azote organique	30	38%	20	40%	8	16%

1.2.2.2 **Phosphore**

Il peut se présenter sous deux formes : l'orthophosphate (PO_4^{3-}) qui est une forme inorganique soluble et le polyphosphate (P_2O_7) qui une forme du phosphate accumulé à l'intérieur de la cellule. Ces sels de phosphore peuvent être présents dans les eaux sous des formes et des concentrations variables. Le Tableau 1-3 résume les concentrations de différentes formes de phosphore dans les eaux usées domestiques (d'après Henze *et al.* 2002). On voit dans ce tableau que les deux formes PO_4^{3-} et P_2O_7 représentent plus de 80 % du phosphore total des eaux usées.

Tableau 1-3: Concentrations de différentes formes de phosphore dans les eaux usées domestiques. (Henze *et al.* 2000).

	Elevée		Moyenne		Faible	
Forme du phosphore	(mg/l)	(%)	(mg/l)	(%)	(mg/l)	(%)
Phosphore total	23	100%	16	100%	6	100%
Orthophosphates	14	61%	10	63%	4	67%
Polyphosphates	5	22%	3	19%	1	17%
Phosphore organique	4	17%	3	19%	1	17%

Le Tableau 1-4 représente un bilan des émissions de phosphore à la source ramenées à l'habitant pour les rejets domestiques en France pour l'année 2007, bilan effectué par Stricker et Héduit (2010). Les contributions des activités économiques ne sont données qu'à titre d'exemple, à cause de la forte variabilité selon les agglomérations et les activités. A partir des valeurs présentées dans ce tableau, on a pu retenir que pour l'année 2007, une valeur par défaut d'émission à la source ramenée à la population de 1.8 g P/j/hab pour les activités strictement domestiques. La contribution des détergents de lave-vaisselle domestiques aux rejets totaux à la source est estimée à un peu plus de 10 % pour des rejets domestiques stricts, et un peu moins pour des rejets urbains. Pour l'exemple choisi, les détergents à usage professionnel ne représenteraient que 6 % des rejets à la source en milieu urbain. Leur

contribution reste en tous les cas inférieure à 10 % quelle que soit les valeurs de rejets des activités économiques (détergents et totaux).

Tableau 1-4:Estimation des émissions de phosphore par habitant à la source (Stricker et Héduit, 2010)

	Source	g P/j/hab	Fraction des rejets domestiques (par défaut)	Fraction des rejets urbains (exemple)
Valeurs par défaut retenues	Urine	1	56%	40%
	Fèces	0,4	22%	16%
	Total métabolisme humain	1,4	78%	56%
	Eaux de cuisine (hors détergents)	0,1	6%	4%
	Eaux de lavage (hors détergents)	0,1	6%	4%
	Total eaux grises	0,2	11%	8%
	Détergents textiles ménagers (à partir de 2007)	0	0%	0%
	Détergents lave-vaisselle ménagers	0,2	11%	8%
	Total détergents ménagers	0,2	11%	8%
	TOTAL rejets domestiques	1,8	100%	72%
Exemple	Détergents professionnels	0,15	-	6%
	Autres rejets des activités économiques	0,55	-	22%
	TOTAL rejets activités économiques	0,7	-	28%
	TOTAL rejets par habitant	2,5	-	100%

1.2.2.3 **Dénitrification et déphosphatation**

Dans les procédés de traitement des eaux résiduaires, il convient également de respecter les rapports nutritifs suivants en fonction du traitement biologique recherché et des populations bactériennes à favoriser :

- $10 < DCO/N < 60$; pour favoriser la dénitrification *(transformation de l'azote sous forme de nitrates en azote gazeux).*
- $30 < DCO/P < 300$; pour favoriser la déphosphatation *(suraccumulation du phosphore par les bactéries).*

Qingjuan *et al.* (2008) ont fait une expérience sur la dénitrification des eaux usées synthétiques en réacteur biologique. Ils ont montré que pour un rapport DCO/N entre 4,77 et 10,04 ; l'efficacité du système d'élimination de l'azote devient supérieure à 70%. Cependant, cela diminue à moins de 50%, lorsque le rapport DCO/N est à 15,11. Cela montre que plus le rapport DCO/N est élevé, moins l'élimination de N est importante. En revanche, pour le phosphore, plus le rapport DCO/P est élevé, plus l'élimination du phosphore est importante (Boussely *et al*, 1996).

Les études effectuées par Gray et Becker (2002) à Ellenbrook (banlieue de Perth, Australie), dont les résultats sont présentés dans le Tableau 1-5, mettent en évidence les rejets provenant des toilettes et les rejets totaux. Ils ont déterminé les rejets en $N\text{-}NH_4$ et en N-total, ce qui permettra de comparer les résultats pour les cas où l'analyse de l'azote total n'est pas effectuée.

Tableau 1-5 : Rejets en P, N, NH_4 et DCO (Gray et Becker, 2002)

	P (mg)	N (mg)	NH_4 (mg)	DCO (mg)
Total	1,6	13,6	10,7	49,2
Toilettes	1,4	12,5	10,4	33,0
Ratios	P/N	DCO/N	DCO/N-NH4	DCO/P
Total	0,12	3,6	4,6	30,2
Toilettes	0,11	2,6	3,2	23,1

1.2.3 **Les composés inorganiques**

La liste des composés inorganiques dans les eaux usées est vaste et nous n'allons pas tous les détailler ici. On peut toutefois les grouper comme suit : les acides, les bases, les différentes espèces ioniques (métaux alcalins, alcalino-terreux et métaux lourds).

1.2.3.1 **Les métaux lourds**

Les métaux lourds que l'on trouve dans les eaux usées urbaines sont extrêmement nombreux ; les plus abondants (de l'ordre de quelques µg/l) sont le fer, le zinc, le cuivre et le plomb. Les autres métaux (manganèse, aluminium, chrome, arsenic, sélénium, mercure, cadmium, molybdène, nickel, etc.) sont présents à l'état de traces. Leur origine est multiple : ils proviennent des produits consommés au sens large par la population, de la corrosion des matériaux des réseaux de distribution d'eau et d'assainissement, des eaux pluviales dans le cas de réseau unitaire, des activités de service (santé, automobile) et éventuellement de rejets industriels (Desbordes *et al*. 1994, Cauchi *et al.* 1996, Ajuste *et al*. 2004, Herisson, 2012).

Les métaux ciblés par la Directive Cadre Européenne sur l'eau sont : Cd, Hg, Ni et Pb. La circulaire du 29 septembre 2010 cible les mêmes métaux auxquels sont ajoutés : Al, As, Co, Cr, Cu, Fe, Mn, Sb, Sn, Ti, et Zn (exprimés en métal total : somme dissous plus particulaire). Cependant, les métaux les plus étudiés sont le cadmium et le plomb (toxiques à faibles concentrations) ainsi que le cuivre et le zinc (fortement présents dans les eaux usées).

Le Tableau 1-6 représente des concentrations de quelques polluants métalliques dans différents pays et régions en France.

Tableau 1-6: Concentrations de quelques polluants métalliques

Source	Pays/Région	Pays/Région	Type d'effluent	Cd	Cu	Pb	Zn
				µg/l	µg/l	µg/l	µg/l
Gasperi *et al*. (2006)	France	Marais	RUTS	0,22-,064	54-104	21-31	140-202
				0,45	94	22	174
Gasperi *et al*. (2006)	France	Sébastopol	RUTS	0,43-0,70	76-124	16-25	136-199
				0,56	98	20	171
Gasperi *et al*. (2006)	France	Quais	RUTS	0,28-0,70	58-112	15-42	128-500
				0,67	79	18	292
Gasperi *et al*. (2006)	France	Clichy centre	RUTS	0,31-0,70	63-99	18-29	142-316
				0,5	70	20	158
Gasperi *et al*. (2006)	France	Coteaux aval	RUTS	0,36-0,70	81-116	22-32	139-198
				0,43	92	30	163
Gasperi *et al*. (2006)	France	Clichy aval	RUTS	0,34-0,43	0,27-0,55	68-94	20-32
				0,36	0,36	75	28
Houhou *et al*. (2009)	France	Nancy	RUTS	0,02–0,5	22–147	2–19	---
				0,13	59	6	
Rule *et al*. (2006)	Londres	---	RUTS	0,1–6,1	14–556	6–165	23,5-770
				0,8	78	25	155
Brombach *et al*. (2005)	Allemagne	---	RUTP	1,4	98	70	---
Gasperi *et al*. (2006)	France	Ecully	RUTP	0,1	130	98	---

1.2.3.2 **Les ions majeurs**

Les eaux contiennent naturellement des ions, en quantité plus ou moins importante. Ces ions se divisent en cations, à charge positive, et en anions qui sont chargés négativement. Dans les cations et anions identifiés dans les eaux, il y a ceux qu'on qualifie de majeurs, parce que presque toujours présents, comme le calcium (Ca^{+2}) ou les bicarbonates (HCO_3^-), et les mineurs, présents évidemment en faible quantité et souvent le reflet d'eaux particulières ou polluées. Les cations majeurs comprennent donc le calcium (Ca^{+2}), le magnésium (Mg^{+2}), le sodium (Na^+) et le potassium (K^+). Dans les anions majeurs, on compte les chlorures (Cl^-), les sulfates (SO_4^{2-}), les nitrates (NO^{3-}) et les phosphates (PO_4^-). Les nitrates et phosphates ont été déjà décrits dans le paragraphe 1.2.2.

1.2.3.2.1 Le potassium (K^+)

Elément essentiel à la croissance des plantes, il est utilisé comme engrais dans l'agriculture. Dans les eaux résiduaires, le potassium est essentiellement dû au métabolisme humain et

animal. Le potassium est ingéré à travers la nourriture et est essentiellement émis à travers les eaux vannes (par l'intermédiaire de l'urine principalement) avec un flux de 2g/hab/jour.

1.2.3.2.2 Le calcium (Ca^{+2})

L'eau de surface ou souterraine est chargée en calcium par le biais de la dégradation de roches calcaires. L'eau potable en contient plus ou moins suivant les régions. Le calcium entre aussi dans la consommation humaine (laitages, etc) et au-delà dans les eaux résiduaires. Il est aussi très utilisé sous forme de chaux ($CaCO_3$) par l'industrie du bâtiment, du pétrole et du papier. Les études effectuées par Husain *et al*. (2014) ont montré que le calcium érodé du collecteur d'assainissement est la principale source des fortes concentrations en Ca dans les sédiments.

1.2.3.2.3 Le sodium (Na^{+})

La teneur de cet ion est très souvent liée à celle des chlorures. En effet, ces ions se trouvent souvent sous la forme du chlorure de sodium (NaCl). Le sodium est un élément clef dans les lessives (Patterson, 2001; Eriksson *et al*. 2002) et il ne peut pas être éliminé dans les stations d'épuration. On peut également le trouver dans la nourriture, où sa concentration dépend du type d'aliment. Une forte concentration en sodium peut aussi traduire une activité industrielle ou le ruissellement des eaux pluviales après le salage des rues en hiver.

1.2.3.2.4 Les chlorures (Cl^{-})

On les trouve dans la nature sous forme de sel. Une concentration trop élevée de chlorures peut mettre en évidence des rejets industriels liés par exemple à la fabrication d'engrais, à des industries chimiques. En période hivernale, le salage des rues est une source importante de chlorures.

1.2.3.2.5 Les sulfates (SO_4^{2-})

Les origines anthropiques des sulfates viennent des rejets industriels (mines, traitement métaux, incinération d'ordures). Ils peuvent être également apportés par les détergents, sous forme de sulfates de sodium (Na_2SO_4). Les sulfates de sodium peuvent être réduits en sulfures (transformés ensuite en gaz H_2S, très toxique) par des bactéries sulfato-réductrices. Les sulfures peuvent aussi résulter de la dégradation anaérobie de substances organiques comportant des atomes de soufre dans les réseaux.

Ces mêmes composants chimiques, dits ions majeurs sont également présents dans l'eau du robinet. La Tableau 1-7 représente quelques gammes de concentrations journalières des ions majeurs dans différents types d'effluents et dans l'eau de robinet de Nantes et de Nancy. Les valeurs entre crochets représentent les moyennes. Les études effectuées par Le Bonté (2003) portent sur cinq communes dans la Région Lorraine (Nancy, Pont-à-Mousson, Villey-Saint-Etienne, Colombey-les-Belles, Urbana) (Le Bonté, 2003).

Tableau 1-7: Concentrations en ions majeurs dans différents types d'eaux

Source	Koryak *et al.* (2001)	Le Bonté (2003)	Valeyre *et al.* (2003)	http://www.linternaute.com/achat/dossier/eau/eau-robinet/nantes.shtml	Ministère de la santé (2016)
Pays	Pennsylvanie	France	France	France	France
Région	États-Unis	Lorraine	Nantes	Nantes	Nancy
Type d'eaux	RUTS	RUTS	Dépôt dans les eaux usées urbaines	Eau de robinet	Eau de robinet
Unité	(mg/l)	(mg/l)	(mg/l)	(mg/l)	(mg/l)
N- NH_4^+,	---	7,5 -175	---	---	<0,05
P-PO_4^{3-}	---	0,3 - 15,6	8 - 10	[3,9]	---
K^+	---	4,7 -67	7 - 13	---	---
Na^+	45 -109	19 - 457	0,1 - 70	[24,0]	---
Ca^{2+}	101 - 118	23 - 306	50 - 70	[32,0]	[51]
Mg^{2+}	---	2 - 30	7 - 9	[5,0]	[5,2]
SO_4^{2-}	141 - 185	[82]	---	[48,0]	[66,2]
NO_3^-	---	[2,2]	---	[10,0]	[5,4]
Cl^-	115 - 218	[105]	50 - 80	[24,0]	[14,0]
Al	---	---	0,5 - 2,2	---	---
Fe	---	---	0,8 - 1,6	---	---

1.2.3.3 **Conductimétrie**

Si de nombreux travaux de recherche ont été menés en France et à l'étranger sur la mesure en continu de la pollution particulaire (essentiellement MES et DCO) par la mesure de turbidité (cf §§ 1.3.2.1), relativement peu ont été consacrés à la mesure en continu des polluants sous forme dissoute dans les eaux usées. Pourtant plusieurs polluants sont présents sous cette forme dans les réseaux d'assainissement et notamment l'azote.

Cette section est consacrée à une brève description du principe de mesure de la conductivité et à l'étude des travaux scientifiques menés sur la mesure en continu des polluants présents sous forme dissoute dans le réseau d'assainissement à partir de la mesure de la conductivité.

1.2.3.3.1 Principe

La conductance d'une solution est reliée linéairement aux concentrations des ions présents dans la solution.

- *Conductivité d'une solution ionique*

Le comportement d'une celle électrolytique peut être caractérisé par sa conductance. La conductance *G* d'une portion de solution est proportionnelle au rapport *S/l* .

Par définition, le coefficient de proportionnalité est appelé : conductivité de la solution ionique, notée σ :

$$G = C\frac{S}{l} \quad \textbf{(1-8)}$$

Avec S : la surface des électrodes [m^2]
l : la distance entre les électrodes [m]
C : la conductivité de la solution [$S.m^{-1}$].

Cette grandeur est caractéristique de la solution. Elle dépend :

- de la concentration des ions ;
- de la nature de la solution ionique ;
- de la température de la solution.

Un conductimètre, préalablement étalonné, permet d'afficher directement la valeur de la conductivité *C* de la solution.

- *Conductivité équivalente :*

Soit un ion X, dont la charge a pour valeur absolue z_x et dont la concentration molaire est [X]. L'ion X participe à la conductivité de la solution pour une quantité : $\lambda_X\ z_X\ [X]$.
Le coefficient de proportionnalité λ_X est caractéristique de l'ion considéré : on l'appelle conductivité équivalente ou conductivité molaire ionique de l'ion A. En pratique, une solution comme l'eau usée contient plusieurs espèces d'ions. Dans une solution donnée, ce sont ces ions qui sont responsables du passage du courant. En effet, un courant dans une solution est dû à la circulation des ions positifs et négatifs se déplaçant en sens inverse. Chaque ion dans la solution contribue à la conductivité de celle-ci. La conductivité *C* de la solution est donc égale à la somme des conductivités due aux cations et anions. Cette relation n'est autre que la loi de Kohlrausch (Boizard, 1913) :

$$C = Concentrations\ en\ cations\ (+) + Concentrations\ en\ anions(-)$$

$$C = \sum_{i=1}^{i=p} z_{Xi}\ \lambda_{Xi}\ [X_i] \quad \textbf{(1-9)}$$

avec *C* la conductivité totale $S.m^{-1}$,
λ_{Xi} le coefficient de proportionnalité de chaque ion X_i en $S.m^2.mol^{-1}$ et
$[X_i]$ la concentration molaire de l'ion X_i $mol.m^{-3}$.

La conductivité totale *C* est directement proportionnelle à la quantité d'ions dans l'eau. Ainsi, plus la concentration en ions sera importante, plus la conductivité sera élevée.

1.2.3.3.2 Application de la mesure de la conductivité en réseaux d'assainissement

La conductivité a été utilisée dans plusieurs autres études liées aux eaux usées et principalement celles transitant dans les réseaux d'assainissement.
Paffoni (1994) a fait des mesures de la conductivité sur plus de 40 déversements d'un DO de la région parisienne. Il avait mis en évidence une relation entre conductivité et concentration

en azote ammoniacal (N-NH_4). La mesure en continu de la conductivité a donc ensuite été utilisée pour estimer les quantités de NH_4^+ déversés vers le milieu récepteur. Ce résultat a été repris par Seidl *et al* (1998) qui a amélioré la relation et s'en est servi dans le même objectif. Bersinger *et al*. (2015) a cherché à mettre en relation la conductivité et l'azote total et a trouvé une bonne corrélation de 85% ($r^2 = 0,85$).

D'autres études (Aumond et Joannis 2008, Métadier et Bertrand-Krajewski 2012, Rombouts *et al*. 2013) consacrées aux eaux usées mesurent la conductivité. Aumond et Joannis (2008) ont même pu suivre l'infiltration d'eaux dans le réseau d'assainissement via la mesure de la conductivité.
Lombard *et al*. (2010) ont combiné les mesures de turbidité et de conductivité pour évaluer la DCO totale en prenant en compte de sa fraction dissoute. Bien que ce type d'utilisation soit relativement peu courant, il a permis aux auteurs une évaluation plus précise de la concentration en DCO totale de l'effluent. Ils ont obtenu une corrélation de 98 % pour le lien entre la DCO et le produit (Turbidité x Conductivité). Passerat *et al*. (2011) ont effectué une étude pour étudier l'influence de rejet d'eaux résiduaires sur la qualité de la rivière à Clichy (Paris). Ils ont montré que la conductivité est un bon indicateur de la qualité des eaux usées.

Le Bonté *et al*. (2008) ont cherché à relier la conductivité à la concentration en ions dans les eaux usées en utilisant la loi de Kohlrauschn (équation (1-9). Il apparait que le sodium, le potassium, l'ammonium et les ortho-phosphates contribuent pour 34 % à la conductivité des eaux usées. Ces paramètres suivent la pollution carbonée et donc l'activité humaine. En revanche, le calcium qui contribue à 22 % de la conductivité ne suit pas la même tendance et sa présence pourrait être due à la corrosion du béton des conduites ou à des infiltrations d'eaux claires parasites. La contribution de chaque ion à la conductivité totale des eaux usées est résumée dans le Tableau 1-8. Les auteurs indiquent que la variabilité de la conductivité est complexe et difficile à lier à l'activité humaine. Ils observent une augmentation de la conductivité en début d'événements pluvieux, spécialement lorsque ces événements surviennent en été, précédés d'une longue période de temps sec et sont de forte intensité. Ce phénomène peut être dû au lessivage de matériaux accumulés en temps sec. Durant tous les autres événements, une diminution de la conductivité est observée due à la dilution des eaux usées par les eaux pluviales. Enfin, les auteurs proposent l'utilisation de cette mesure en continu comme un système de contrôle permanent de la qualité des eaux usées.

Tableau 1-8: Contribution des ions à la conductivité totale des eaux usées

Ion	Ca^{+2}	K+	Mg^{2+}	Na^+	NH_4^+	Cl^-	SO_4^{2-}	PO_4^{3-}
Contribution à la conductivité totale	22%	2%	3%	14%	12%	26%	12%	7%

Dans le même sens que l'étude effectuée par Le Bonté *et al*. (2008), Levlin (2007) a proposé un suivi de station d'épuration et de son fonctionnement grâce à la mesure en continu de la conductivité. Il insiste sur le fait que cette mesure est relativement simple et peu onéreuse à mettre en place. Levlin (2007) a montré que l'élimination de phosphore et de l'azote est

accompagnée d'une diminution de la conductivité. Il a également montré que la conductivité est fortement affectée par la présence de nombreux autres ions mais l'azote ammoniacal et l'alcalinité contribueraient à la conductivité pour respectivement 33 % et 14%.
Le Tableau 1-9 résume quelques gammes de conductivité de différents types d'eaux dans différents pays et régions.

Tableau 1-9: Quelques gammes de conductivité pour différents types d'effluents

Source	Pays	Ville-Région	Type d'eau	Conductivité en µS/cm
Le Bonté *et al*. (2008)	France	Nancy	RU	750 - 1450
Le Bonté *et al*. (2008)		Pont-à-Mousson	RU	190 - 1860
Le Bonté *et al*. (2008)		Villey-Saint-Etienne	RU	680 - 2840
Le Bonté *et al*. (2008)		Colombey-les-Belles	RU	900 - 2380
Seidl *et al*. (1998)		Achères, Paris	RUTP	[165 ± 100]
Seidl *et al*. (1998)		Achères, Paris	RUTS	[960 ± 25]
Valeyre *et al*. (2013)		Nantes	RUTS	930 - 1100
Passerat *et al*. (2011)		Clichy, Paris	RUTS	[1175 ± 30]
Sanusi *et al*. (1996)		Strasbourg	EP	8 - 184
Sanusi *et al*. (1996)		Colmar	EP	11 - 325
Sanusi *et al*. (1996)		La Petite Pierre	EP	10 - 162
Lampréa et Ruban (2010)		Nantes	EP	92 - 250
Ministère chargé de la santé (2016)		Nantes	Eau de robinet	[469]
Ministère chargé de la santé (2016)		Nancy	Eau de robinet	[330]
Rombouts *et al*. (2013)	Pays - Bas	Eindhoven	RUTS	800 -1100
Ekmekyapar *et al*. (2015)	Turquie	Istanbul	EP	54 -197
Walna (2015)	Pologne	Wielkopolski	EP	22 - 110

Les valeurs entre crochets représentent les moyennes et les écart-types. Ce tableau montre que les valeurs de conductivité des eaux usées dans les réseaux unitaires de temps sec sont comprises entre 800 et 1200 µS/cm (Seidl *et al*. 1998, Passerat *et al*. 2011, Valeyre *et al*. 2013, Rombouts *et al*. 2013). Les gammes de valeurs pour les études effectuées par Le Bonté *et al*. (2008) sont plus larges (190 à 2840 µS/cm) car elles couvrent les données de temps sec et de temps de pluie. On peut noter que les gammes des eaux pluviales sont très faibles : 8 à 250 µS/cm (Lampréa et Ruban 2010, Ekmekyapar *et al*. 2015, Walna 2015). On remarque aussi que les gammes de valeurs de conductivité des eaux usées dans les réseaux unitaires par temps de pluie sont faibles par rapport à celles par temps sec. Cela est sans doute lié à la dilution des eaux usées par les eaux pluviales. A titre d'exemple, Seidl *et al*. (1998) a trouvé une valeur moyenne de conductivité de 960 ± 25 µS/cm par temps sec, et cette conductivité est seulement de 165 ± 100 µS/cm par temps de pluie.

1.2.4 Autres paramètres caractéristiques des eaux usées

Les autres principaux paramètres utilisés pour la caractérisation des échantillons d'eaux usées, sont :

1.2.4.1 La température

Il est primordial de connaître la température d'une eau. Cette grandeur physique permet de déceler les conditions extrêmes préjudiciables au bon fonctionnement du processus biologique**.** La température des effluents urbains peut varier entre 9 et 29°C (Houhou *et al*. 2009, Larrarte 2015). Cette température est comprise dans la gamme favorable au développement de l'activité microbienne dans les eaux usées (0 à 25°C). La température peut être mesurée en continu. Différents types de capteurs (débitmètres, conductimètres, pH-mètres…) peuvent être équipés de capteur de température.

1.2.4.2 Le pH

Le pH indique l'alcalinité des eaux usées : c'est l'un des paramètres les plus souvent déterminés pour les eaux usées.

Un pH-mètre mesure une différence de potentiel entre deux électrodes qui plongent dans la solution. L'électrode de référence possède un potentiel électrique fixe. Le potentiel de l'électrode de mesure (souvent fabriquée en verre) est une fonction affine du pH. La différence de potentiel entre ces électrodes dépend de la concentration en ions oxonium $[H^+]$ dans la solution. La mesure de cette différence de potentiel *U* conduit donc à la connaissance de la concentration en ions oxonium $[H^+]$ (et du pH) de la solution selon la relation:

$$pH = \frac{1}{logH^+} \tag{1-10}$$

Le rôle du pH est capital pour la croissance des microorganismes qui ont généralement un pH optimum variant de 6,5 à 7,5. Lorsque le pH est inférieur à 5 ou supérieur à 8,5, la croissance des microorganismes est directement affectée. Ashley *et al*. (2004) indiquent que dans l'intervalle de pH 7,5 à 8,5 ; la réduction des sulfates par les bactéries sulfato-réductrices produisant ainsi l'hydrogène sulfuré dans les réseaux d'assainissement peut avoir lieu. Ces bactéries sont résistantes à de nombreux agents tels que les antibiotiques ou les métaux toxiques par exemple (Pebere *et al*. 2012). La présence de l'hydrogène sulfuré (H_2S) dans les réseaux d'assainissement peut générer plusieurs nuisances : corrosion des réseaux, danger pour la santé, dysfonctionnement des stations de traitement des eaux usées par voie biologique (Vollertsen *et al*. 2008 ; Sadowski, 2012 ; Feugeas, 2012). Le pH est donc un élément important pour l'interprétation de la corrosion dans les canalisations des installations de l'épuration.

Le Tableau 1-19 présente quelques gammes de pH pour différents types d'effluents. On peut observer que les pH dans les réseaux d'assainissement unitaires varient entre 7 et 8,5 et restent autour de 7,5 en moyenne. En revanche, les pH des eaux pluviales sont plus acides avec une gamme plus basse entre 3,6 à 7,9. Ceci est dû aux fortes concentrations d'ions NO_3^-, SO_4^{2-} et Cl^- dans les eaux pluviales, qui sont des composés acides (Lampréa 2009). Les origines de ces composés peuvent être anthropiques comme la combustion et le trafic routier (NO_x et SO_2) pour les ions NO_3^- et SO_4^{2-}, et marines notamment les ions Cl^- et les ions SO_4^{2-} (Celle-Jeanton *et al*. 2009).

Tableau 1-10: Quelques gammes de pH pour différents types d'effluents

Source	Pays	Ville-Région	Type d'eau	pH
Sanusi *et al*. (1996)	France	Strasbourg	EP	3,6 - 6,8
Sanusi *et al*. (1996)		Colmar	EP	4,4 - 7,9
Sanusi *et al*. (1996)		La Petite Pierre	EP	3,9 - 6,1
Le Bonté *et al*. (2008)		Nancy	RU	7,29 - 7,96
Le Bonté *et al*. (2008)		Pont-à-Mousson	RU	7,42 - 8,12
Le Bonté *et al*. (2008)		Villey-Saint-Etienne	RU	7,68 - 8,49
Le Bonté *et al*. (2008)		Colombey-les-Belles	RU	7,11 - 8,27
Lampréa et Ruban (2010)		Nantes	EP	6,4 - 7,2
Valeyre *et al*. (2013)		Nantes	RU	7,0 - 8,0
Ministère chargé de la santé (2016)		Nantes	Eau de robinet	[8,5]
Ministère chargé de la santé (2016)		Nancy	Eau de robinet	[8,05]
Walna (2015)	Pologne	Wielkopolski	EP	4,2 - 5,7
Walna (2015)	Turquie	Istanbul	EP	5,8 - 7,6

A part la température et le pH, on peut également citer :

- **Le *COT* (mg/L)** : Carbone Organique Total. Il représente la totalité du carbone organique après transformation en CO_2.
- **La *DTO* (mg/L)** : Demande Totale en Oxygène. Ce paramètre représente à la fois le carbone organique et les formes réduites de l'azote et du soufre.
- **Les *MES* (mg/L)** : Matières En Suspension. Elles correspondent au résidu après dessiccation à 105 °C pendant 24 heures. Ce paramètre permet de mesurer la quantité de particules organiques ou minérales présentes dans les eaux usées.

1.2.5 Les paramètres de base – Quelques ordres gradeurs

On appelle paramètres de base les paramètres physico-chimiques qui sont habituellement mesurés lors des campagnes expérimentales classiques. Ces paramètres sont : MES, DCO, DBO5, N et P. La composition et la concentration de ces paramètres varient en fonction du temps et des conditions météorologiques.

L'analyse, effectuée par Stricker et Héduit, (2010), des données d'autosurveillance de l'année 2007 pour 247 stations a permis d'estimer les charges spécifiques moyennes en entrée de station ramenées à l'équivalent-habitant (fixé à 60 g DBO5/j selon la DERU) aux valeurs dans le Tableau 1-11. Par définition, l'équivalent-habitant est une unité de mesure définie en France par l'article R2224-6 du Code général des collectivités territoriales (DERU directive n°91/271/CEE sur les eaux résiduaires urbaines du 21 mai 1991) comme la charge organique biodégradable ayant une demande biologique en oxygène en cinq jours (DBO5) de 60 grammes d'oxygène par jour.

Tableau 1-11: Valeurs des ratios de pollution journalière en France

DBO5	DCO	MES	N	P
60 g	145 g	75 g	15 g	2,1 g

Contrairement aux eaux usées, les concentrations en matières polluantes par temps de pluie sont très variables. Le Tableau 1-12 résume les gammes de concentrations de différents rejets par temps sec et par temps de pluie. Le rapport DCO/DBO5 est plus élevé pour les rejets urbains de temps de pluie, indice d'une moins bonne biodégradabilité des effluents. En raison des phénomènes de lessivage des toitures et des chaussées, les MES transportées par temps de pluie dans les réseaux séparatifs sont beaucoup plus minérales que celles des réseaux unitaires où la remise en suspension des dépôts des collecteurs contribue à augmenter la fraction organique.

Tableau 1-12: Gammes de concentrations de différents rejets par temps sec et par temps de pluie (mg/l) [Ellis 1991, Philippe et Ranchet 1987, Gromaire et al. 2001, Henze 2002, Pons *et al*. 2004, Palmquist et Hanæus 2005, Gasperi *et al*. 2006, Larrarte et Cottineau 2006, 2008 ; Stricker et Héduit 2010]

Paramètres	Eau résiduaire urbaine	Rejets pluviaux séparatifs	Rejets pluviaux
MES	100-700	20-2600	176-2500
Fraction organique MES	70-80 %	18 - 30 %	40 - 65 %
DCO	300 -1000	20 - 500	42 - 900
DBO5	100 - 400	3 - 184	15 - 301
DCO/DBO5	2	5 - 7,5	3,4 - 6,0
NTK	30 - 100	4 - 20	21 - 28,5
N-NH4	20 - 80	0,2 - 4,6	3,1 - 8,0
Pt	10- 25	0,02 - 4,3	6,5 - 14,0

Le Tableau 1-13 représentent les valeurs minimales et maximales journalières des ratios N/DCO, P/DCO, DCO/DBO5, MES/DCO à l'entrée des stations d'épuration, pour différents pays, y compris la France.

Tableau 1-13 : Plages de valeurs des ratios de concentrations de N/DCO, P/DCO, DBO5/DCO, MES/DCO (Pons *et al*. 2004, Stricker et Héduit, 2010)

	N/DCO	P/DCO	DCO/DBO5	P/N	MES/DCO
Min	0,07	0,01	1,89	0,12	0,44
Max	0,12	0,02	2,63	0,20	0,64

1.2.6 Caractéristiques physiques de la pollution particulaire ou MES

Les principales caractéristiques physiques des particules en suspension dans les eaux usées sont la granulométrie, la densité ou masse volumique, et la vitesse de chute. Ces caractéristiques dépendent elles-mêmes d'autres paramètres, notamment leur origine (eaux usées de temps sec, eaux de ruissellement,…), le type de réseau dans lequel les eaux usées transitent (unitaire ou séparatif), leur localisation dans la section transversale du collecteur (près du fond, à la surface,…) ainsi que la présence du dépôt ou non dans le collecteur. Tenant compte de ces facteurs de variabilité, on précise que les différentes données expérimentales qui seront présentées dans cette partie ne le sont qu'à titre indicatif.

1.2.6.1 **Granulométrie**

Les caractéristiques de la pollution peuvent être également classées selon leur taille (Maréchal, 2000; Jacobsen *et al*. 2013) :

Tableau 1-14: Type de la pollution particulaire en fonction de leur taille

Type de la pollution	Taille des particules
Pollution dissoute	Diamètre < 0,1 µm
Pollution colloïdale	1 µm < Diamètre < 100 µm
Pollution décantable	Diamètre >100 µm

D'une façon générale, on extrait des courbes granulométriques les valeurs D10, D50 et D90. Ces valeurs représentent des mailles fictives d'un tamis par lequel passeraient 10, 50 et 90 % de la masse des particules passantes. Le Tableau 1-15 indique quelques ordres de grandeurs de la granulométrie des particules solides en réseaux issus de différents sites.

Tableau 1-15: Granulométrie des particules en suspension dans les eaux usées

D10	**D50**	**D90**	**d < 100 µm**	**Type d'eau**	**Source**
-	-	-	70-85%	RU	Verbanck *et al*. (1994)
4,4	35,1	611	81%	EP	Butler *et al*. (1992)
6-9	29-38	265-1375	76-85	EP	Chebbo, (1992a)
-	30-40	-	70-80%	EP et RUTP	Chocat *et al*. (2007)
3,9	34,7	456	78%	ER	Butler *et al*. (1992)
3,5	34,5	332	75%	RU	Butler *et al*. (1992)
4-13	25-44	183-497	66-82	RU	Chebbo *et al*. (1995a)
-	59,4	-	-	RUTP	Piro *et al*. (2010)
-	34,5	-	-	RUTS	Piro *et al*. (2010)
-	100	-	50-70%	RU	Hemmerle, (2014)

(RU : réseau unitaire, EP : eaux pluviales, ER : eaux de ruissellement, RUTP : rejets urbains par temps de pluie, RUTS : rejets urbains par temps sec)

L'ensemble de ces résultats montrent que :

- plus de 70 % des solides transportés en suspension ont une taille inférieure à 100 µm ;
- les valeurs de D50 sont quasi identiques (autour de 35 µm) pour les réseaux unitaires et séparatifs pluviaux ;
- les particules de diamètre supérieur à 100 µm sont plus importantes en réseau unitaire et celles dont le diamètre est inférieur à 100 µm ont tendance à s'agglomérer ;
- la proportion des particules de diamètre supérieur à 100 µm augmente avec la quantité et l'intensité de la pluie.

1.2.6.2 **Masse volumique et teneur en matière organique**

La masse volumique des particules solides est définie comme étant le quotient de la masse sèche de l'échantillon par le volume de sa matière. Les résultats de différents programmes de

recherche (Bertrand-Krajewski, 1991; Chebbo, 1992; Michelbach and Wöhrle, 1994; Maréchal, 2000; Bertrand-Krajewski, 2006, Hemmerle, 2014) montrent que :

- contrairement aux particules fines, les masses volumiques des grosses particules sont relativement stables (autour de 1 800 kg/m^3) quel que soit le type de rejet ;
- les masses volumiques décroissent avec la taille des particules ;
- les teneurs en matières organiques sont plus élevées ;
- en réseau unitaire, les particules grossières sont relativement organiques alors que les plus fines sont relativement minérales.

1.2.6.3 **Mécanismes de transport de la pollution particulaire**

Le transport des particules dans un canal à surface libre s'effectue de façon différente à des niveaux variables de profondeur et de proximité du fond. Lorsque l'eau est en contact avec le fond et les particules qui y sont déposés, la force de frottement ralentit l'écoulement. On peut observer une variation verticale de la vitesse d'écoulement dans un canal à surface libre : la vitesse croît en s'éloignant du fond jusqu'à atteindre une valeur constante, puis décroît légèrement. C'est la composante tangentielle, le cisaillement τ_{xz} qui est responsable de ce gradient de vitesse :

$$\tau_{xz} = \mu \frac{d\bar{u}}{dz} - \overline{\rho u w} \qquad (1\text{-}11)$$

avec $\tau_l = \mu \frac{d\bar{u}}{dz}$ et $\tau_t = \overline{\rho u w}$, représentant respectivement les contraintes laminaire et turbulente de cisaillement. La distribution verticale de la contrainte de cisaillement varie linéairement suivant la verticale, selon l'équation suivante (Nezu et Nakagawa, 1993) :

$$\tau_{xz} = \tau_0 \left(1 - \frac{z}{h}\right) \qquad (1\text{-}12)$$

τ_0 est la valeur maximale de τ_{xz} près du fond : c'est la contrainte de cisaillement au fond.

En distinguant sa valeur par rapport à la valeur de la contrainte de cisaillement critique, on peut distinguer deux types de transport de particules en écoulement :

- le transport par charriage : le transport des particules s'effectue immédiatement au-dessus du fond. Ce sont les collisions successives des particules entre elles qui sont à l'origine de leur mouvement :
    - pour $\tau_0 \approx \tau_{xz}$: les matériaux solides se déplacent sur le fond en roulant ou en glissant, et le transport est dit roulement ou glissement.
    - pour $\tau_0 > \tau_{xz}$: les matériaux se déplacent en effectuant des bonds successifs, le transport étant alors appelé saltation.
- le transport par suspension : la particule est prélevée sur le fond et est emportée par le courant. Ce phénomène se produit lorsque $\tau_0 >> \tau_{xz}$. C'est l'écoulement turbulent qui favorise le détachement et le transport des sédiments.

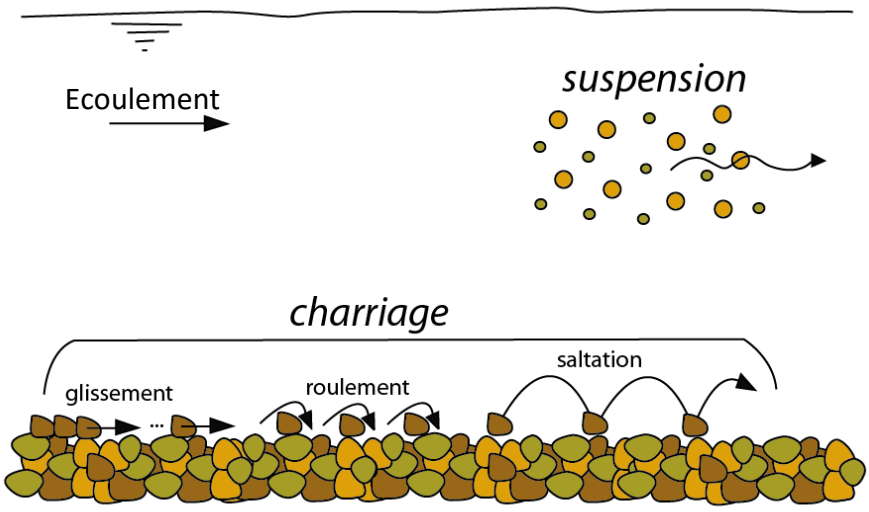


Figure 1-7: Les différents modes de transport solide

1.2.6.4 **Détermination de la contrainte de cisaillement au fond**

Il existe plusieurs méthodes pour calculer la contrainte de cisaillement au fond d'un collecteur.

1.2.6.4.1 Méthode par calage d'un profil vertical de vitesse

Dans ce cas on utilise des modèles verticaux de profils de vitesses pour déterminer numériquement la vitesse de cisaillement u^* exprimée par la relation :

$$\tau_0 = \rho u^{*\,2} \qquad (1\text{-}13)$$

où ρ et la masse volumique du fluide et
u^* la vitesse de cisaillement

1.2.6.4.2 Méthode directe

La contrainte de cisaillement est calculée à l'aide d'un bilan des forces exercées sur un élément de surface immergé dans un écoulement bidimensionnel uniforme à surface libre (Ahyerre, 1999). Pour des canaux de grande largeur, les parois latérales sont négligées. Dans ce cas le rayon hydraulique peut remplacer la hauteur d'eau et la contrainte de cisaillement est calculée par la relation :

$$\tau_0 = \rho g R_h I \qquad (1\text{-}14)$$

où ρ et la masse volumique du fluide,
g la pesanteur,
R_h le rayon hydraulique et
I la pente.

Toutefois, cette relation est sujette de nombreuses incertitudes provenant des mesures du rayon hydraulique R_h et de la pente de la surface libre I.

1.2.6.4.3 Contrainte moyenne dans la section transversale

A une échelle plus globale, on peut écrire le principe fondamental de la dynamique dans une section droite verticale et définir le cisaillement moyen τ_m dans la section transversale en fonction de la vitesse moyenne dans la section U par la relation suivante :

$$\tau_m = \rho f \frac{U^2}{8} \quad (1\text{-}15)$$

où ρ et la masse volumique du fluide,
f : le facteur de frottement.
U : la vitesse moyenne dans la section.

Pour un écoulement turbulent, le facteur de frottement f peut être estimé par l'équation de Colebrooke-White, (Graf et Altinakar, 1996) :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2\log\left(\frac{4R_h}{k_s}\right) + 1{,}14 \quad (1\text{-}16)$$

où k_s la rugosité pariétale qui est comprise entre 0,30 et 3,00 mm pour du béton

La rugosité pariétale peut être évaluée à partir de la relation de Darcy-Weisbach pour un coefficient de Manning-Strickler estimé à K = 70 :

$$K{R_h}^{1/6} = -2log\left(\frac{k_s}{3{,}7(4R_h)}\right)\sqrt{8g} \quad (1\text{-}17)$$

Pour du béton de bonne qualité, Bonakdari,(2006) a déterminé une rugosité de 2,10-2,50 et 2,50-2,70 mm pour les sites de Cordon Bleu et Jardin des Plantes respectivement en utilisant l'équation (1-17).
Si la vitesse est mesurée en continu, il donc possible d'estimer la contrainte de cisaillement moyenne τ_m par les équations (1-15), (1-16) et (1-17).

1.2.7 **Caractéristiques des dépôts en réseaux**

La classification la plus communément utilisée des dépôts dans les réseaux d'assainissement distingue les différents types suivants (Crabtree 1989) :

- les dépôts de type A et B qui représentent respectivement le dépôt grossier peu organique au fond de collecteur et le sédiment consolidé ;
- le dépôt de type C ou dépôt fin : il représente la couche mobile et organique situé à l'interface eau-sédiment, connu également sous le nom de « couche organique » ;
- les dépôts de type D qui représentent les biofilms bactériens fixés dans la zone de battement des eaux de temps sec.

Dans cette section, nous allons présenter les caractéristiques de différents types de dépôts en réseaux d'assainissement. Une attention particulière est apportée au biofilm qui est responsable de la biodétérioration des matériaux cimentaires dans les réseaux d'assainissement.

1.2.7.1 **Le dépôt grossier**

Le dépôt grossier est constitué par des particules de plus grande taille granulométrique, généralement sableux. Il se dépose au fond des collecteurs dans des endroits où les conditions hydrodynamiques sont plus calmes (faibles vitesses d'écoulement). Ce type de dépôt représente le stock de sédiment le plus important en termes de masse. Plusieurs études (Verbanck 1992; Ristenpart *et al*. 1995, Ahyerre 1999; Ahyerre, 2001; Oms 2003, Hemmerle 2014) ont montré que les particules du dépôt grossier sont très minérales quel que soit le diamètre ou la vitesse de chute considérée. Ces études ont montré que le dépôt grossier possède les caractéristiques suivantes :

- matières volatiles entre 2 et 17 %
- masse volumique entre 1500 et 2700 kg/m^3
- teneur en eau entre 15 et 65%.

1.2.7.2 **La couche organique et l'interface eau-sédiment**

Lors de plusieurs études (Crabtree, 1989; Verbanck, 1992; Verbanck *et al*. 1994; Ristenpart *et al*. 1995; Arthur *et al*. 1996; Ahyerre, 1999: Ashley *et al*. 2004, Oms 2003, Hemmerle 2014) ont été effectués des travaux afin d'identifier et caractériser les stocks de matière organique situés à l'interface eau-sédiment dans les réseaux d'assainissement. Ces différentes études ont montré l'existence d'une couche organique au-dessus du dépôt grossier à l'interface eau-sédiment. Quelles que soient la nature et les caractéristiques du site étudié, les résultats de ces différentes recherches montrent que :

- l'interface eau-sédiment est une couche fortement organique avec une teneur en matière organique allant de 44 à 90%.
- la présence ou non de cette couche dépend des conditions hydrauliques : a priori, on les observe dans des zones mortes où l'écoulement est stagnant, ou dans les écoulements à faible vitesse ;
- la concentration en MES dans cette couche est variable d'un site à un autre (400 à plus de 6000 mg/l)

1.2.7.3 **Le biofilm**

La notion de biofilm désigne le développement de communautés de micro-organismes (bactéries, levures, algues, champignons et/ou protozoaires) qui établissent une relation forte d'adhésion à la fois avec le support appelé substrat sur lequel ils s'attachent, mais aussi entre eux grâce à la synthèse de substances polymériques formant une matrice qui englobe leurs cellules. Ces exopolymères (EPS) renferment en majorité des polysaccharides, des protéines, ainsi que des combinaisons de ces composés (Liang *et al*,, 2010; Simões *et al*,, 2010). Les exopolymères (EPS) constituent l'élément majeur du biofilm dont ils peuvent représenter de 50 à 90% (Nielsen *et al*,, 1997; Vu *et al*,, 2009). Les biofilms des eaux usées contiennent environ 70 à 98% d'EPS (Simões *et al*,, 2010). Ils sont surtout constitués de polysaccharides et de protéines (Liang *et al*,, 2010; Simões *et al*,, 2010). En outre, ils comprennent aussi des lipides, des acides humiques et des acides désoxyribonucléiques (ADN) et d'acide uronique (acide D-glucuronique, acide D-galacturonique et acide D-mannuronique) qui est responsable du caractère anionique du biofilm.

1.2.7.3.1 Formation du biofilm

La formation du biofilm (Figure 1-8) peut être décrite par trois étapes majeures : i) l'adhésion des cellules bactériennes à la surface, ii) la maturation du biofilm, qui correspond à la multiplication des cellules et la mise en place d'une architecture particulière avec production de la matrice d'exopolymères et iii) le détachement cellulaire (total ou partiel) permettant la colonisation de nouvelles surfaces. Ces étapes comprennent différents mécanismes physicochimiques (diffusion, adhésion, …) et différents processus biologiques (agglomération, croissance de micro-organismes, production d'EPS).

1.2.7.3.1.1 L'adhésion des cellules bactériennes à la surface

La première étape est l'adhésion réversible de micro-organismes mobiles à une surface, par des liaisons chimiques non covalentes ou faibles. Ces liaisons entre la cellule et la surface d'attachement sont de type van der Waals, électrostatique, ou encore acide-base de Lewis. Les particules entrent en collision avec une énergie suffisante pour passer la dite barrière énergétique. La force d'attraction les tirera jusqu'à les mettre en contact et les coller très fortement l'une à l'autre et de manière irréversible. L'étape qui suit est donc l'adhésion irréversible, qui est rendue possible grâce à des interactions de courtes distances (1 à 1,5 nm) mais à une énergie plus élevée (Palmer *et al*,, 2007). Elle est consolidée par les polymères extracellulaires (EPS), les structures telles que les « *pili* » (poils), présents sur certaines cellules bactériennes elles-mêmes, et qui forment des ponts de fixation entre la cellule et la surface : c'est le phénomène d'ancrage.

1.2.7.3.1.2 La maturation du biofilm

Dans des conditions favorables, les cellules bactériennes liées au support par la matrice protéique et polymérisée pourront se multiplier et coloniser la surface à leur disposition. Elles forment des colonies imbriquées qui à leur tour vont fixer d'autres bactéries et assurer leur adsorption sur la surface. A partir de ce moment, le biofilm grandit, mûrit et s'épaissit de diverses autres espèces de bactéries jusqu'à devenir macroscopique.

1.2.7.3.1.3 Le détachement cellulaire

A mesure qu'il s'épaissit et vieillit après sa maturation, des micro-organismes se détachent du biofilm, se mettent en suspension et peuvent coloniser de nouvelles surfaces, complétant ainsi le cycle de formation du biofilm. Il existe plusieurs types de détachement selon le mode, la quantité de la perte en biomasse et les types de facteurs les déterminent. On peut citer :

- l'érosion, qui correspond à un détachement régulier de petites portions ou de cellules individuelles du biofilm.
- l'écaillement ou le décrochement, correspond à un détachement massif et rapide de gros agrégats. Ce type de détachement s'effectue souvent directement à l'interface biofilm-surface. Il peut être provoqué par l'influence des conditions hydrodynamiques, notamment les contraintes de cisaillement, qui peuvent être importantes dans le domaine de la couche limite, due à l'augmentation du flux (Stoodley *et al*. 1999; Larrarte *et al*. 2011).
- l'abrasion, qui est le résultat de la collision des solides en suspension dans le milieu avec le biofilm. Dans les réseaux d'assainissement, ces solides en suspension proviennent des déchets bruts transportés par les eaux de surfaces.

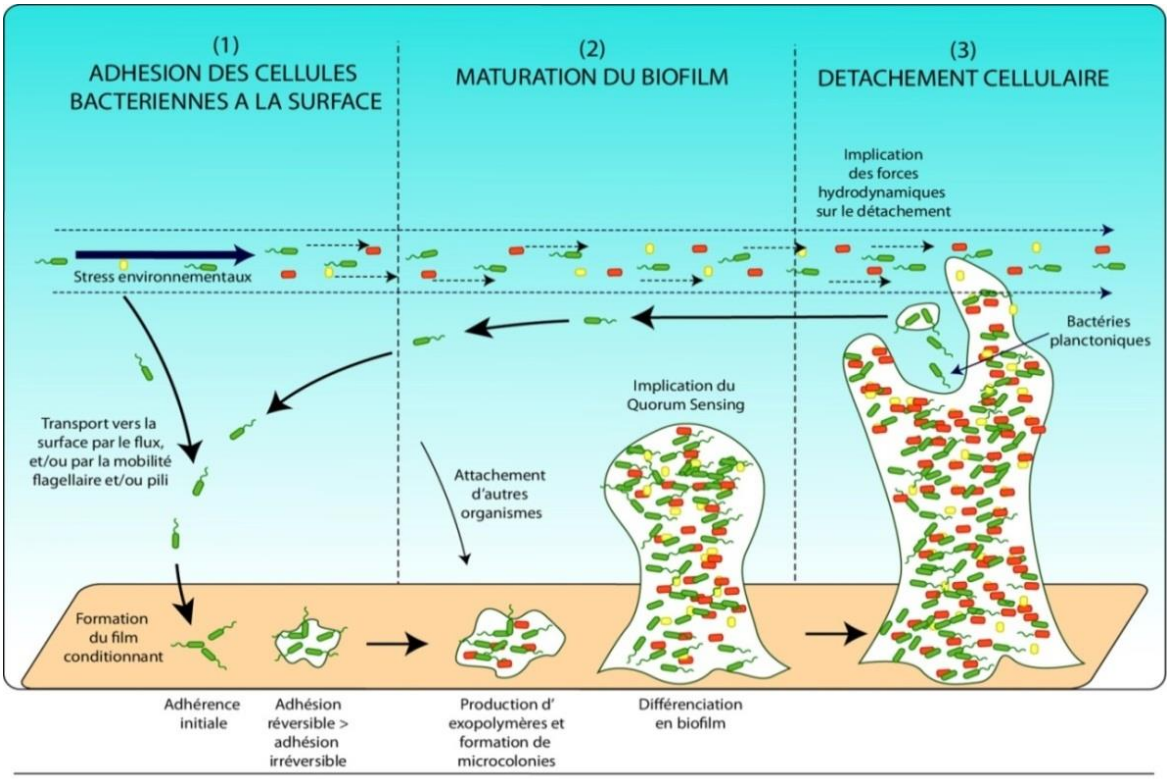


Figure 1-8: Mécanismes de formation du biofilm

1.2.7.3.2 Effet des conditions hydrodynamiques sur le comportement du biofilm

Des facteurs physiques tels que des facteurs hydrodynamiques (régime turbulent sous l'effet des variations rapides de la vitesse d'écoulement, forces de cisaillement…), mais également des facteurs biologiques, telles que la formation de bulles de gaz (en condition anaérobie) peuvent entraîner un déséquilibre de la structure du biofilm et un décrochement d'une partie de celui-ci (Battin *et al*. 2003, Simöes *et al*. 2010). Le transport des nutriments et de

l'oxygène à l'intérieur du biofilm, qui est lui-même influencé par les conditions hydrodynamiques, sont des facteurs importants du décrochage du biofilm (Abrahamson *et al*. 1996). En effet, plus la vitesse de l'écoulement augmente dans un système hydrodynamique, plus le transport des éléments nutritifs augmente, et une augmentation de la concentration en nutriments se produit à proximité de la surface du biofilm, ce qui favorise son développement. En conséquence, le transfert de masse sera beaucoup plus important dans un système en écoulement que dans un liquide statique.

Simöes *et al*. (2010) a fait une étude comparative de l'activité des biofilms sous deux modes d'écoulement (turbulent et laminaire). Cette comparaison a mis en évidence l'influence du régime d'écoulement sur l'activité et la composition des biofilms. Les biofilms développés sous écoulement laminaire sont plus actifs que les biofilms développés en milieu turbulent. Donlan (2002) ; Busscher et Van der Mei (2006) ont indiqué que des vitesses d'écoulement plus élevées amplifient le phénomène d'adhésion, mais des vitesses trop élevées augmentent les forces de cisaillement agissant sur le biofilm et induisent le détachement du dépôt. L'influence de l'hydrodynamique ne se limite pas à modifier la structure, la morphologie, et les propriétés du biofilm. Elle peut aussi conduire, en dépassant les forces de cohésion interne de la matrice bactérienne, au détachement du biofilm et à la redispersion des cellules dans le milieu. En cas de conditions extrêmes (très fort cisaillement), les conditions hydrodynamiques peuvent entraîner la déformation des biofilms voire leur détachement des surfaces (Lewandowski, 2000; Ochoas *et al*. 2007).

El Khatib *et al*. (2011) se sont intéressés à la croissance de biofilms en eaux usées urbaines dans des conditions contrôlées d'écoulement et de cisaillement en utilisant un réacteur Couette-Poiseuille. Les auteurs ont montré que quand la vitesse de l'écoulement augmente, les biofilms deviennent moins épais mais plus compacts, la quantité d'exopolymères augmente, et les microcolonies tendent à réduire le vide pour augmenter la cohésion entre elles.

1.2.7.3.3 Les biofilms en réseaux d'assainissement

Le réseau d'assainissement est un lieu propice au développement des biofilms. En effet, les eaux usées transitant dans les réseaux d'assainissement sont extrêmement riches en substances organiques, qui constituent des éléments nutritifs essentiels pour la formation et la croissance des biofilms (Rocher *et al*,, 2003). Les biofilms se forment par intermittence le long des parois du canal, au niveau de la zone de battement des eaux et ont une épaisseur de quelques millimètres (Flemming, 1995). Ils possèdent des teneurs élevées en matière organique : entre 30 % et 60 %, selon Gutekunst (1988) cité par Ahyerre (1999), et la teneur en DCO est de l'ordre de 0,8 g/g selon Krejci *et al*. (1987).

L'aspect physique et structural des collecteurs favorisent également la croissance des biofilms dans les réseaux d'assainissement. La position enterrée des collecteurs empêche la pénétration de lumière et limite les variations de température. Ces deux paramètres (absence de lumière, température) ont des influences importantes sur la formation de biofilm. En effet, la très faible intensité de l'éclairement dans les collecteurs est un atout pour la croissance des biofilms car les rayonnements ultra-violets (UV) sont susceptibles de diminuer la stabilité du réseau polymérique, entrainant ainsi des clivages des EPS (Decho, 2000).

Les biofilms dans les réseaux d'assainissement incorporent des fibres de papier (à partir de papier de toilette) (Eren and Karadagli 2012) et divers polluants (métaux lourds, détergents, HAP (Hydrocarbure Aromatique Polycyclique), etc.) (El Samrani *et al*. 2004 ; Houhou *et al*. 2009 ; El Khatib *et al*. 2012). Ils contribuent à la toxicité des eaux usées par le relargage de bactéries (McLellan *et al*. 2007; Veldhuis *et al*. 2010; Sauer *et al*, 2011) et d'ADN (Gomez-Alvarez *et al*. 2012) lors des épisodes de détachement selon diverses contraintes (hydrodynamique, masse) (Mahfoud *et al.* 2009). Par ailleurs, le biofilm a des implications hydrauliques puisqu'il modifie la rugosité des parois et peut augmenter la résistance de certains dépôts à l'érosion (Fang *et al*. 2014). La nature et la rugosité du matériau ont une influence tant sur le développement du biofilm (Milferstedt *et al*. 2008; Pons *et al.* 2013), que sur la diversité des communautés bactériennes du biofilm (Jang *et al.* 2011).

Ashley *et al*. (2004) indiquent qu'au sein des réseaux d'assainissement, un échange de composants chimiques entre la colonne d'eau, le biofilm et le sédiment se déroule. D'autres études indiquent que les substances grasses provenant essentiellement des restaurants, des foyers et des industries de restauration rapide contribuent à la composition et à la solidification des sédiments, y compris du biofilm (Husain *et al*. 2014 ; Pastore *et al*. 2015).

Les biofilms fixés aux parois des canalisations des réseaux d'assainissement, et en particulier des réseaux unitaires, sont au contact d'effluents fortement chargés en métaux. Cette position, combinée à leur grande affinité pour les cations (Cu^{2+}, Zn^{2+}, Pb^{2+}, Cd^{2+}, etc.), permet à ces microorganismes d'adsorber et d'accumuler rapidement de grandes quantités de métaux (Gutekunst, 1988, Houhou *et al*. 2009). Roth et Lemmer (1994) ont mesuré, au sein de biofilms collectés dans le réseau, des teneurs en Cr et Ni respectivement de 1940 et 1030 $\mu g.g^{-1}$. Michelbach (1995) a, quant à lui, mesuré des teneurs en Cu, Pb, Zn, Ni et Cd respectivement de 174, 143, 1000, 23 et 2,38 $\mu g.g^{-1}$. Les quantités de micropolluants sur les biofilms sont négligeables par rapport à celles d'autres dépôts. Rocher (2003) indique que la majorité des micropolluants (87-98 %) est stockée dans le dépôt grossier, une faible proportion dans la couche organique (2-13 %) et moins d'1% dans le biofilm.

1.2.7.3.4 Sulfure d'hydrogène - Biocorrosion des bétons

Nous avons déjà vu que les eaux résiduaires contiennent de nombreux composés soufrés, sous forme organique (protéines animales ou végétales), ou inorganique (sulfates) apportés essentiellement par les détergents et les lessives. Elles véhiculent également des quantités importantes de bactéries. En milieu anaérobie, les bactéries du type sulfatoréductrices sont prédominantes. Selon Pebere *et al*. (2012), on peut en dénombrer de 10^3 à 10^5 pour 100 ml d'effluent.

La biodétérioration du béton se fait en présence de bactéries, d'hydrogène sulfuré (H_2S) et d'oxygène (Ashley *et al*. 2004, Vollersten *et al*. 2008, Jensen 2009, Audisio et Beranger 2010, Pebere *et al*. 2012, Herisson 2012, Guéguen-Minerbe *et al*. 2012). En fait, ce sont les bactéries du genre *Thiobacillus* qui sont principalement responsables de l'oxydation des sulfures. Au début du processus, la surface du béton est alcaline, puis s'acidifie et d'autres genres de bactéries prennent le relais. En milieu aérobie, les bactéries vont oxyder H_2S en acide sulfurique (H_2SO_4). L'acide sulfurique (acide fort) va, par la suite, entraîner la dégradation du béton par différentes attaques des éléments constitutifs de celui-ci. Ainsi l'attaque sulfurique des composés du béton conduit invariablement à une formation de *gypse*.

Le béton dégradé a un aspect blanchâtre. Cette attaque est limitée pour un béton de bonne qualité et de faible porosité (Audisio et Beranger 2010, Herisson 2012).
La dégradation des bétons entraine son érosion, conduisant à la prolifération de différents composés chimiques dans les eaux usées. A titre d'exemple, le clinker qui est un constituant du ciment artificiel, est composé essentiellement de silicates et aluminates de calcium résultant de la combinaison de la chaux CaO avec la silice SiO_2, l'alumine Al_2O_3 et de l'oxyde de fer Fe_2O_3 (Nguyen, 2005, Herisson, 2012).
Par ailleurs, des nuisances olfactives sont également entrainées par H_2S puisque ce gaz sent l'œuf pourri pour de faibles concentrations (< 5 ppm). Il représente également un danger pour les égoutiers comme pour les riverains puisqu'il peut être mortel même à des concentrations faibles.

1.3 Mesurage des débits et flux polluants en réseau d'assainissement

Ce paragraphe porte sur le mesurage des débits et des flux polluants en réseaux d'assainissement. Nous présenterons les méthodes et les appareils utilisés pour le mesurage des vitesses et des concentrations en fonction de leur technologie, de leur domaine d'application et leur fonctionnement (en continu ou non). Nous discuterons également les avantages et/ou inconvénients de la mise en œuvre de chaque méthode, ainsi que la représentativité des mesures.

1.3.1 Mesurage des débits

La mesure du débit dans les réseaux d'assainissement a pour objectif principal de contrôler le bon fonctionnement et la fiabilité des ouvrages ainsi que la compréhension et l'amélioration de leur fonctionnement (Joannis, 2001).

Il n'existe pas de méthode ni d'appareillage universel pour la mesure du débit. Plusieurs facteurs peuvent conditionner le choix d'une méthode, à savoir :

- la configuration du site de mesure;
- les conditions d'écoulement ;
- le matériel de mesure et le temps disponibles ;
- le nombre de personnes devant et pouvant participer à la mesure s'il s'agit des mesures ponctuelles ;
- l'exactitude que l'on souhaite obtenir.

Les grandeurs à partir desquelles le débit est calculé sont fournies par des capteurs de mesure. Ces grandeurs peuvent être mesurées ponctuellement ou en continu selon les techniques utilisées, dont les plus couramment utilisées en assainissement sont résumées dans le Tableau 1-16

Tableau 1-16 : Les principales méthodes de détermination de débit en réseau d'assainissement

Méthode	Principe	Mesure
$Q = f(h)$	Exploitation d'une relation stable entre la cote de la surface libre h par rapport à un élément caractéristique d'un ouvrage (radier, crête de déversoir), et le débit transitant dans une section.	En continu temporellement si h est mesurée en continu
$Q = f(U, S_m)$	Méthode basée sur la mesure de la vitesse moyenne de l'écoulement et de la section mouillée	En continu
$Q = f(V, S, S_m)$	Méthode basée sur l'extrapolation du champ de vitesse	Ponctuelle
$Q = f(C_{traceur})$	Jaugeage chimique par dilution (cité pour mémoire car pas utilisé dans cette thèse)	Ponctuelle

Le principe, les appareils utilisés ainsi que les avantages et inconvénients pour l'application adaptée des principales méthodes de mesure du débit dans les réseaux d'assainissement seront présentés ci-dessous.

1.3.1.1 Mesurage en continu du débit par limnimétrie

Le recours à une loi d'ouvrage hydraulique ne peut donner de résultat correct qu'en présence d'un dispositif hydraulique au fonctionnement proche des cas théoriques (écoulement uniforme et permanent). Le principe est d'évaluer le débit *Q* à partir d'une mesure de hauteur d'eau *h* et de la connaissance de la loi *Q = f(h)*. Cette technique a pour avantage de ne nécessiter qu'une seule grandeur à mesurer : la hauteur d'eau *h* par rapport au radier.
Dans les écoulements considérés comme permanents et uniformes, différentes formules hydrauliques permettent d'établir une relation biunivoque entre le débit et la hauteur. La formule de Manning-Strickler est l'une des plus utilisées du fait de sa simplicité :

$$Q = K R_h^{2/3} I^{1/2} S_m \tag{1-18}$$

Où

$$V_{MS} = K R_h^{2/3} I^{1/2} \tag{1-19}$$

Avec V_{MS}: vitesse de Manning- Strickler
K : coefficient de rugosité de Manning-Strickler
I : pente de la ligne d'énergie
S_m : surface mouillée

Malgré la simplicité de cette formule, des incertitudes sur la mesure de la surface mouillée et surtout de la pente, ainsi que l'évaluation du coefficient de rugosité K peuvent engendrer des erreurs de calcul du débit liquide. Pour un canal béton lisse, K varie entre 65 à 90 $m^{1/3}/s$ (Ancey, 2010). Une valeur de K = 70 a été utilisée par Bonakdari (2006) pour les collecteurs en béton des sites de Cordon Bleu et de Jardin des Plantes à Nantes.
Les différentes méthodes de mesures de hauteurs sont résumées ci-dessous.

1.3.1.1.1 Capteurs à ultrasons

Il existe deux types de capteurs à ultrasons :

- Capteur à ultrasons aérien
- Capteur à ultrasons immergé.

Le principe et la méthode de mesure sont les mêmes pour ces deux types de capteurs à ultrasons. On mesure le temps de parcours aller et retour d'une onde émise par la sonde et réfléchie par la surface de l'eau. La vitesse de propagation de l'onde dans l'air est connue (1482 m/s). Mesurant la durée du trajet aller et retour, l'appareil en déduit la distance qui sépare la sonde de la surface de l'eau. Cette valeur est ensuite transformée en hauteur d'eau dans l'ouvrage. La vitesse de propagation de l'onde varie en fonction de la température de l'air. Cette correction est intégrée dans la quasi-totalité des appareils qui mesurent directement la température. Dans la pratique la sonde émet un faisceau. Ce faisceau est réfléchi par la surface du liquide ou toute surface située dans le cône d'émission.

1.3.1.1.2 Capteurs piézorésistif

Ce type de dispositif de mesure évalue la hauteur d'eau à partir de la pression exercée par la colonne d'eau sur une membrane piézorésistive. La pression de la colonne d'eau sur une membrane génère une déformation. Cette déformation de la membrane est transformée en intensité électrique proportionnelle à la pression exercée et donc à la hauteur d'eau.

1.3.1.1.3 Inconvénients et avantages de chaque méthode

Tableau 1-17 : Atouts et inconvénients des méthodes de mesurage en continu du débit par limnimétrie

Type de capteur	Avantages	Inconvénients et limites
Capteur à ultrasons aérien	Faible coût Maintenance réduite Pas de contact avec l'effluent : mesure non perturbée Peu de dérive de la mesure Durée de vie longue	Pas de mesure de mise en charge Sensibilité aux échos parasites
Capteur à ultrasons immergé	Compensation automatique de la température	Courte durée de vie (appareil immergé en milieu agressif) Maintenance dans des conditions difficiles Risque de perturbation de la mesure en eaux chargées Risque de colmatage
Capteur piézorésistif	Faible coût Bonne réponse en fréquence Miniaturisation	Sensibilité à la température Nécessite un câble de liaison de faible bruit

1.3.1.2 **Mesure de débit basée sur la mesure de la vitesse moyenne de l'écoulement et de la section mouillée**

1.3.1.2.1 Mesurage en continu du débit par mesurage du temps de transit d'ondes ultrasonores

Le procédé consiste à mesurer la différence des temps de propagation d'une onde ultrasonore selon qu'elle se déplace dans le sens de l'écoulement ou en sens contraire. En effet, la vitesse augmente dans le sens de l'écoulement et décroît dans le sens contraire. Deux sondes, émettrices et réceptrices A et B, sont situées au même niveau de part et d'autre de l'écoulement. Elles forment un angle α avec la direction de l'écoulement. La norme NF EN ISO 6416 (2005-12-01) décrit le principe et les conditions pour la mesure en continu du débit par mesurage du temps de transit d'ondes ultrasonores dans les écoulements.

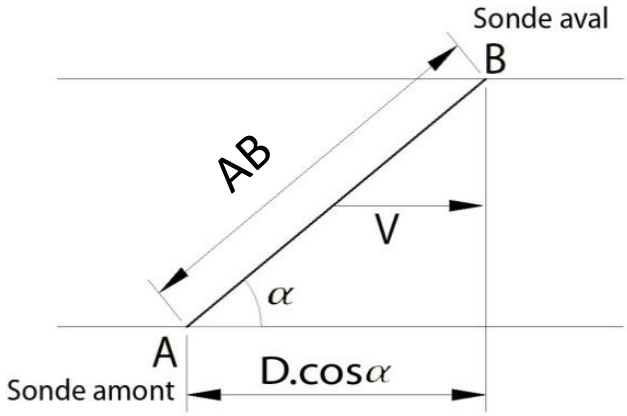


Figure 1-9: Principe du mesurage du temps de transit d'ondes ultrasonores

L'appareil mesure des temps de parcours qu'il transforme directement en vitesse moyenne V de sur la corde horizontale entre A et B :

$$V = \frac{AB}{2\cos\alpha}\left(\frac{1}{t_{AB}} - \frac{1}{t_{BA}}\right) \qquad (1\text{-}20)$$

avec V : vitesse moyenne de l'écoulement le long de la trajectoire AB ;

AB: longueur de la trajectoire acoustique ou corde AB ;

t_{AB} : temps de transit de l'onde de A vers B ;

t_{BA} : temps de transit de l'onde de B vers A ;

α : angle entre la trajectoire acoustique AB et la direction moyenne de l'écoulement, généralement parallèle aux bords du collecteur.

En notant $\Delta t = t_{AB} - t_{BA}$ la différence des temps de transit, la vitesse moyenne V_m peut être simplifiée sous la forme :

$$V_m = \frac{c^2 \Delta t}{2AB\cos\alpha} \qquad (1\text{-}21)$$

où c : la célérité des ultrasons dans l'eau.

Une corde permet un échantillonnage horizontal du profil transversal de vitesses à un niveau donné. Ainsi, pour améliorer la représentativité de la vitesse moyenne dans toute l'étendue de mesure souhaitée, il est nécessaire de compléter cet échantillonnage horizontal par un échantillonnage vertical en installant plusieurs cordes (plusieurs paires de sondes) à des niveaux différents. En effet l'incertitude sur la vitesse moyenne diminue quand le nombre d'horizontales de mesure augmente.
Le nombre de paires de capteurs à installer dépend de chaque site, de la variabilité de l'écoulement à mesurer et de la géométrie de la section.

1.3.1.2.2 Mesure par les débitmètres à effet Doppler

Les vélocimètres à effet Doppler intégrés dans des débitmètres mesurent une vitesse moyenne dans la section de l'écoulement étudiée.

Principe de l'effet Doppler

Le principe de mesure consiste à déterminer la vitesse de l'écoulement à partir du décalage de fréquence, produit par effet Doppler, des ultrasons émis par une céramique fixe et réfléchis par les particules en suspension ou des bulles d'air transportées par l'écoulement. L'hypothèse principale de cette technique est de considérer que les bulles d'air ou les particules en suspension se déplacent avec la même vitesse que l'eau. La plage de fréquence f_s générée par un vélocimètre à effet Doppler est généralement comprise entre 0,5 et 1MHz.

Le vélocimètre émet des ondes ultrasonores qui, lorsqu'elles rencontrent un contraste de densité (particules en suspension ou bulles d'air transportées dans l'écoulement), sont réfléchies avec une fréquence $f_s + f_{D,n}$ où $f_{D,n}$ est proportionnelle à la vitesse de la particule en direction du capteur (vitesse radiale V_r), calculée par la relation :

$$V_r = \frac{c f_{D,n}}{2 f_s} \tag{1-22}$$

Avec c : la célérité des ultrasons,
f_s : la fréquence d'émission,
$f_{D,n}$: la différence entre les fréquences d'émission et de réception

La norme internationale ISO 15769 (2010) définit certaines caractéristiques du capteur : angle d'émission, portée, ouverture du faisceau ultrasonore, fréquence d'émission, analyse du signal.

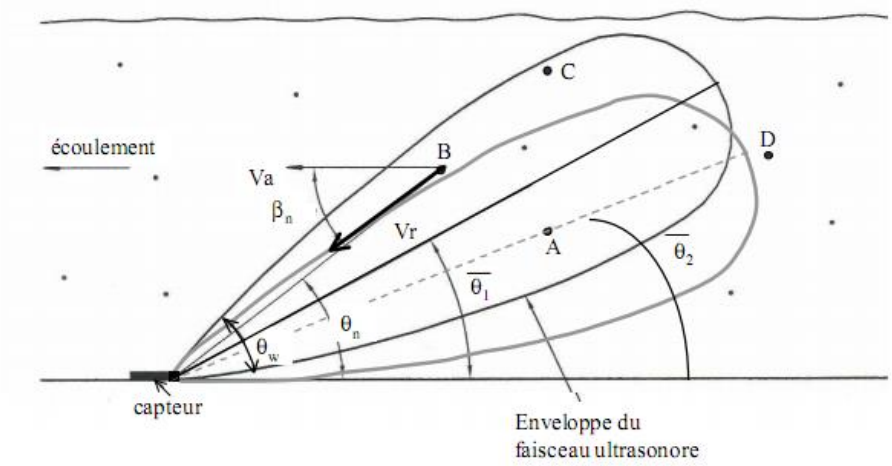


Figure 1-10: Paramètres caractéristiques d'un débitmètre à effet Doppler (Schéma adapté de la spécification technique ISO 15769)

La vitesse V_a, parallèle à la direction de l'écoulement est donc calculée par la relation :

$$V_a = \frac{V_r}{cos\,\beta_n} = \frac{cf_{D,n}}{2f_s\,cos\,\beta_n} \tag{1-23}$$

Avec β_n : l'angle, dans l'espace tridimensionnel, entre la direction de déplacement de la particule n et la droite joignant le capteur à la particule.

1.3.1.2.3 Méthode de jaugeage par dilution

Le principe consiste à injecter dans l'eau une solution concentrée d'un traceur (sel, colorant …) et à rechercher dans quelle proportion cette solution a été diluée par l'eau, par prélèvements d'échantillons d'eau à l'aval du point d'injection. Cette dilution est notamment fonction du débit, supposé constant le long du tronçon concerné pendant la durée de la mesure. La formule générale de calcul est la suivante :

$$Q = k\left(\frac{C_1}{C_2}\right) \tag{1-24}$$

Où C_1 : concentration de l'échantillon prélevé en amont du point d'injection du traceur ;

C_2 : concentration de l'échantillon prélevé en aval du point d'injection du traceur

k : coefficient caractéristique du procédé et du matériel utilisé.

Les conditions suivantes sont nécessaires pour que les méthodes par intégration ou dilution puissent être appliquées :

- le débit doit rester à peu près constant pendant la mesure,
- le traceur doit passer en totalité par la zone de prélèvement des échantillons,
- à la hauteur des prélèvements, le mélange doit être tel qu'en chaque point de la section transversale, doit passer la même quantité de traceur.

Différents traceurs minéraux ou organiques sont utilisés (fluorescéine, rhodamine) permettant des dosages à très faible concentration dans les prélèvements afin de limiter l'impact environnemental et les coûts des traceurs.

Lepot *et al*. (2011) ont effectué une étude pour vérifier les mesures de débits en réseau d'assainissement par traçage à la Rhodamine WT dans un banc hydraulique à surface libre au laboratoire et sur un site réel (exutoire d'un réseau séparatif). Les auteurs ont montré que l'utilisation de la Rhodamine WT pour la réalisation de traçages en réseau d'assainissement donne des résultats satisfaisants. En développant une méthodologie adaptée, en calculant systématiquement les incertitudes et en effectuant plusieurs réplicats pour un même débit, elle offre une méthode indépendante et précise pour la vérification des points de mesure ainsi que des perspectives intéressantes par rapport aux techniques existantes : faible volume injecté (possibilité de travailler avec de gros débits), traceur quasiment absent dans les effluents, possibilité de suivi à court pas de temps et exploitation des résultats in situ (Lepot *et al*. 2011). Néanmoins, quelques inconvénients ont été notés : absence de solutions étalons commerciales, incertitude incompressible de la solution mère, gestion du bruit de fond en temps de pluie, nécessité d'avoir un débit constant si l'on veut effecteur plusieurs injections successives.

1.3.1.2.4 Méthode par extrapolation du champ de vitesse

La vitesse de l'écoulement n'est pas uniforme sur la section transversale d'un collecteur d'assainissement. Pour avoir une bonne représentativité de la vitesse moyenne sur toute la section transversale, il est donc souhaitable d'explorer le champ des vitesses en réalisant des mesures en plusieurs points de la section, généralement situés le long de verticales réparties sur la largeur du collecteur. Le débit total est obtenu en effectuant la somme des produits de la vitesse moyenne de l'écoulement par la surface de l'élément de section correspondant (1-27).
La norme NF ISO 748 (2009) décrit une méthode pour l'exploration des champs de vitesse au calcul de débit associé pour les courantomètres électromagnétiques pour des applications en assainissement et en rivière.
Les jaugeages par exploration de champs de vitesse de l'écoulement dans les réseaux d'assainissement peuvent être réalisés avec différents types de matériels, les plus couramment employés étant les courantomètres. Un courantomètre est un instrument qui permet de mesurer une vitesse ponctuelle *V* au sein d'un écoulement. On peut classer deux types de courantomètres selon la technologie employée :

- courantomètre électromagnétique ;
- courantomètre à effet Doppler

Des recommandations importantes sur le choix du site, la mesure de la section mouillée, les matériels, le nombre et l'emplacement des points ainsi que le calcul du débit sont détaillées dans la norme NF ISO 748 (2009). Cette méthode consiste à réaliser des mesures en plusieurs points de la section, situés le long de verticales judicieusement réparties sur la largeur de la canalisation, entre la surface de l'eau et le radier.
En pratique, le calcul de la vitesse moyenne peut être simplifié par la méthode des aires (NF ISO 748 2009):

$$V_m = \frac{1}{S_m}\sum(V_i S_i) \qquad (1\text{-}25)$$

Avec S_m : la surface mouillée de la section verticale

V_i : la vitesse locale sur l'élément de surface S_i

$$S_i = b_i d_i \quad (1\text{-}26)$$

Avec b_i : la largeur du i^{ème} élément de la section

d_i : la profondeur du i^{ème} élément de la section

Le débit peut donc s'écrire par la somme :

$$Q = \sum_{i=1}^{m} b_i d_i V_i \quad (1\text{-}27)$$

Pour avoir une bonne représentativité de la mesure de la vitesse moyenne par la méthode d'exploration de vitesse, la norme NF EN ISO 748 (2009) précise les conditions suivantes :

- Le profil de la section du chenal à l'emplacement des mesurages doit être déterminé en un nombre de points suffisant pour établir la forme du fond et sur la banquette pour le collecteur à banquette.
- L'emplacement de chacun de ces points est déterminé en mesurant leur distance horizontale par rapport à un point de référence fixe situé sur une rive du chenal, dans le plan de la section. Cette disposition permet de calculer la surface de chaque élément de section séparé par les verticales consécutives où sont mesurées les vitesses.
- Les mesurages de vitesse doivent être normalement effectués en même temps que les mesurages de profondeur.
- Il faut que la profondeur de l'eau au niveau de la section soit suffisante pour assurer l'immersion effective des appareils utilisés.
- Les vitesses doivent être autant que possible mesurées immédiatement au-dessous de la surface et près du lit.

1.3.1.2.5 Phénomène d'hystérésis

Les écoulements en réseau d'assainissement ont lieu en régime transitoire et turbulent. Par conséquent, la même hauteur ne donne pas toujours la même vitesse à cause du phénomène d'hystérésis (pour une même hauteur, la vitesse dépendra de la phase de crue ou de décrue).
Ce déphasage entre la hauteur et la vitesse peut avoir deux origines dans les collecteurs d'assainissement (Solliec, 2005 ; Vazquez, 2010):

- La première origine d'une hystérésis est liée à une influence de l'aval sur le site de mesure. Ce cas est le plus fréquent au sein des collecteurs d'assainissement. Dans ce cas, la boucle formée par la relation hauteur en fonction de la vitesse évolue dans le sens antihoraire.
- La deuxième origine correspond à une hystérésis hydraulique au sein du site de mesure. Ce type d'hystérésis est lié à une évolution dissociée de la hauteur d'eau et de la vitesse d'écoulement. Il est dû à une faible pente (forte influence de ce paramètre), à l'importance du pic de hauteur et de la rugosité (faible influence de ces paramètres). Dans ce cas, la boucle formée par la relation hauteur-vitesse évolue dans le sens horaire

1.3.2 **Mesurage des flux polluants**

On peut classer trois types de mesurage des solides en suspension:

- Méthodes optiques (en continu)
- Méthodes acoustiques (en continu)
- Méthodes par prélèvements (ponctuelles)

1.3.2.1 **Mesurage en continu par les méthodes optiques - Turbidimétrie**

Le principe des mesures par voie optique est d'établir une relation entre la valeur d'un « paramètre polluant », qui est la grandeur relative à un polluant, et la valeur d'un « paramètre optique », qui est la grandeur mesurée par un capteur optique.

Contexte et présentation

Dans le cadre de l'amélioration de la gestion des réseaux d'assainissement, le besoin de données et de connaissances sur les flux polluants ainsi que sur leurs dynamiques dans les réseaux d'assainissement ont augmenté depuis quelques décennies. Les résultats de diverses recherches ont souligné l'importance des matières en suspension (MES) comme vecteur de certains contaminants transportés par temps de pluie (entre autres Chebbo *et al*. 1995 ; Ashley *et al*. 2003 ; Gasperi *et al*. 2008, 2011 ; Lacour 2009, Passerat *et al*. 2011 ; Métadier 2011, Hannouche, 2012, Bersinger 2013) et ont montré le rôle important joué par les processus de sédimentation/érosion (Ahyerre 2001 ; Ahyerre *et al.* 2000 ; Ashley *et al*. 2003 ; Oms *et al*. 2008 ; Hemmerle 2014). En effet, les eaux pluviales continuent à se charger en polluants, notamment ceux qui se sont accumulés par temps sec dans le réseau dans les différents dépôts (sédiment grossier, couche organique, biofilm) en érodant ces derniers et en les remettant en suspension dans les eaux usées.

Les principaux paramètres de pollution, comme les MES ou la demande chimique en oxygène (DCO), préconisés dans le cadre de l'auto-surveillance (arrêté du 22 juin 2007), ne peuvent être mesurés que par des analyses sur des échantillons prélevés, effectuées au laboratoire. Ces analyses effectuées au laboratoire deviennent très coûteuses dès que le taux d'échantillonnage devient élevé. A titre indicatif, le coût d'analyses des principaux paramètres de pollution pour des échantillons de campagne sur 24h au laboratoire LEE de l'IFSTTAR (2015) est représenté dans le Tableau 5-2 en Annexe 7. Or, la dynamique des polluants en réseaux est non seulement complexe et mais aussi fortement variable à plusieurs échelles de temps significatives (de quelques minutes à plusieurs années). Elle est également liée aux aspects hydrauliques. Un suivi pendant une longue durée de débits et de flux est donc essentiel pour mieux comprendre la dynamique des polluants, mais aussi pour répondre à des objectifs de gestion des réseaux d'assainissement (DCE). La turbidité, même si elle ne fait pas partie des indicateurs préconisés dans le cadre de l'auto-surveillance, se prête certainement à une mesure en continu pour un coût raisonnable (Ruban *et al*. 2001). Par ailleurs, de nombreuses études ont montré des corrélations satisfaisantes entre la turbidité à différentes longueurs d'onde et les concentrations en MES. Associée à des mesures de débits, la turbidité est adaptée à l'étude temporelle des flux polluants (Aumond et Joannis 2006). Complétée par une mesure de conductivité, autre paramètre de qualité de l'eau usée qui convient également à la mesure en continu, la turbidité permet la détection de certains phénomènes indétectables sans mesures en

continu (Aumond et Joannis 2008, Lombard *et al*. 2010, Métadier et Bertrand-Krajewski 2012, Lepot *et al*. 2013).
La turbidimétrie est une technique utilisée pour le mesurage des composés polluants présents sous forme particulaire et colloïdale dans les eaux. Elle est décrite notamment dans les normes NF EN ISO 7027 (2000). La turbidité est la réduction de la transparence d'un liquide, dans notre cas les eaux résiduaires, due à la présence de matières colloïdales et/ou en suspension. L'altération du faisceau lumineux traversant l'échantillon est due aux interactions entre ce faisceau et les particules. Il paraît donc à priori possible d'établir une relation entre la turbidité et les MES et la DCO pour les eaux résiduaires.

Il existe deux méthodes pour la détermination de la turbidité (Figure 1-11):

- mesure par atténuation du rayonnement infrarouge (Ruban *et al*. 2006) : il s'agit de mesurer la lumière transmise
- méthode par néphélométrie, qui consiste à mesurer la lumière diffusée à 90° d'angle par rapport à la lumière incidente.

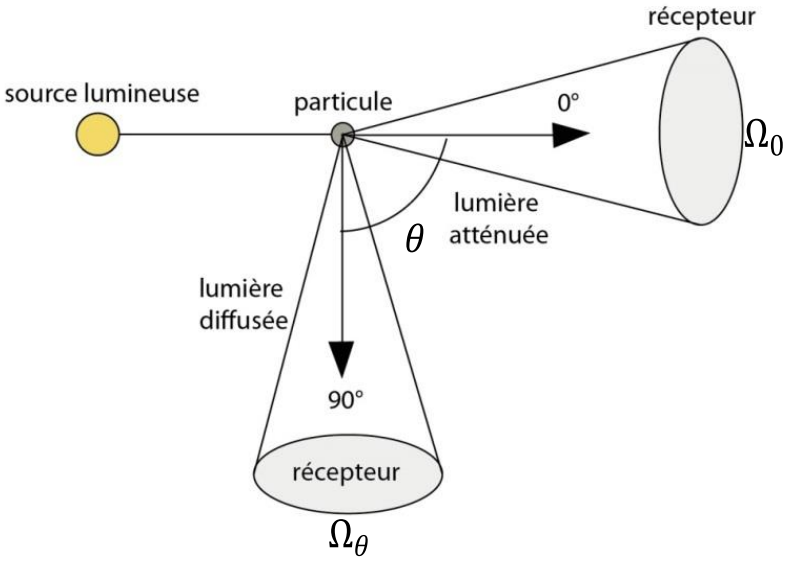


Figure 1-11: Principe de mesure de la turbidité

Lorsqu'un faisceau lumineux rencontre des particules, sa trajectoire est modifiée selon les lois de l'optique et de l'électromagnétisme (Bertrand-Krajewski *et al*. 2000) :

- une partie du faisceau est diffusée par les particules dans toutes les directions,
- une partie du faisceau émis passe entre et éventuellement à travers les particules si elles ne sont pas opaques.

La quantification de ce phénomène fait appel au mesurage de l'absorbance A_b définie par la loi de Beer-Lambert:

$$A_b = log\left(\frac{I_{LO}}{I_L}\right) = \varepsilon_\lambda L[X] \qquad (1\text{-}28)$$

avec I_{LO} : intensité lumineuse avant traversée de l'échantillon (W.cm^{-2})
I_L : intensité lumineuse après traversée de l'échantillon (W.cm^{-2})

ε_λ : coefficient d'absorbance à la longueur d'onde λ (L.mg^{-1}.cm^{-1}) ;

L : longueur du trajet optique (m) ;

[X] : concentration du composé étudié, en absence d'interférences (mg/l)

La turbidité est calculée par la relation :

$$T_b(\lambda) = \frac{A_b}{L} \tag{1-29}$$

1.3.2.1.1 Mode de fonctionnement des capteurs

Bien que les deux méthodes mesurent la fraction de l'intensité lumineuse émise reçue par un récepteur, elles exploitent des phénomènes physiques très différents. Pour une nature de suspension donnée les variations des deux types de mesure seront proportionnelles aux concentrations. On peut les étalonner pour que les deux types de capteur fournissent des valeurs numériques identiques et proportionnelles aux concentrations. C'est ce que propose la norme pour l'étalonnage sur une suspension de Formazine (Versini *et al*, 2015).

Cependant, les deux méthodes réagissent différemment à la taille, à la forme et à la nature des particules, si bien que confrontés à un autre type de suspension que celui qui a servi à leur étalonnage commun, les deux types de capteur donneront des résultats très différents : les valeurs observées en atténuation seront environ deux fois plus élevées que les valeurs observées en néphélométrie ou plus généralement en diffusion (Aumond et Joannis 2008, Versini *et al*, 2015).

Ainsi les gammes observées sur des eaux résiduaires urbaines (pour tous les évènements : temps sec et temps de pluie) sont comprises entre 25 et 500 voire 1 000 FNU, et 50 et 1 000 voire 2 000 FAU (Aumond et Joannis 2008, Versini *et al*, 2015). Boutayacht *et al*. (2010) ont utilisé un turbidimètre néphélométrique de type Mobrey MSM300. D'après leurs expériences, ils ont montré que ce type de turbidimètre est assez sensible pour les valeurs moyennes et faibles (gamme entre 0 à 500 FNU). Des mesures effectuées au laboratoire du LEE-IFSTTAR avec un néphélomètre WTW ont montré qu'à partir d'une certaine concentration d'environ 1000 mg/l, la valeur de la turbidité n'augmente plus que légèrement entre environ 600 à 750 FNU et ce pour des concentrations jusqu'au moins de 3000 mg/l.

Le Tableau 1-18 représente quelques gammes de valeurs de turbidité des eaux usées dans les réseaux d'assainissement unitaires. Ruban *et al*. (2008) ont indiqué que les valeurs de turbidité généralement observées sur des eaux résiduaires urbaines de temps sec à 300 mg/l de MES sont de l'ordre de 125 à 200 FNU (soit 1,5 à 2,5 mg/l de MES/FNU). Rombouts *et al.* (2013) ont trouvé une gamme similaire (50 à 200 FNU) en utilisant un turbidimètre néphélométrique du type Solitax sc (même modèle que ceux utilisés pour cette thèse) pour mesurer la turbidité des eaux dans les réseaux d'assainissement unitaires. D'après les valeurs représentées dans ce tableau, la gamme de valeurs de la turbidité des eaux usées par temps sec est de 25 à 400 FNU.

Tableau 1-18: Quelques gammes de turbidité dans les réseaux d'assainissement

Source	Pays	Ville/Région	Type d'effluent	Turbidité (FNU)
Le Bonté (2003)	France	Villey-Saint-Etienne	RUTS et RUTP	38 - 339
Le Bonté (2003)		Colombey-les-Belles	RUTS et RUTP	62 - 622
Le Bonté (2003)		Urbana	RUTS et RUTP	12 -163
Le Bonté (2003)		Nancy	RUTS et RUTP	58 - 410
Ruban *et al*. (2008)		Nantes	RUTS	125 - 200
Aumond et Joannis (2008)		Nantes	RUTS	150 - 400
Joannis *et al*. (2010)		Nantes	RUTS et RUTP	25 - 1000
Rombouts *et al*. (2013)	Pays-Bas	Eindhoven	RUTS	50 - 200

1.3.2.1.2 ***Globalité du mesurage optique et domaine d'applicabilité***

Deux types de contraintes sont à prendre en compte pour choisir la localisation précise d'un capteur de turbidité (Versini *et al.* 2015) :

- Contraintes hydrauliques

- assurer la représentativité spatiale du point de mesure au sein de la section d'écoulement;
- éviter la présence de bulles d'air ;
- limiter l'impact hydraulique du capteur et les risques d'obstruction ;
- assurer une immersion suffisante du capteur pour permettre la mesure.

- Contraintes pratiques

- facilité et sécurité d'accès, en surface et dans l'ouvrage ;
- accès aux réseaux d'énergie et de communication ;
- sécurité des installations ;
- encrassement des sondes (accumulation des déchets, dépôts de graisses…)

Les polluants des eaux résiduaires étant présents à la fois sous forme dissoute et sous forme particulaire et colloïdale, les capteurs optiques effectuent un mesurage global. Le spectre type d'une eau résiduaire montre qu'au-delà de 550 nm environ, les composés dissous n'absorbent quasiment plus la lumière reçue. Ainsi, la norme NF EN 7027 (2000) recommande de mesurer la turbidité, c'est à dire la fraction particulaire, à des longueurs d'onde de 860 nm (domaine infrarouge) ou, à défaut, de 550 nm (domaine visible), valeurs auxquelles l'absorption moléculaire est négligeable. La constance des relations liant paramètre optique (diffusion ou absorbance) et concentration en MES dépend de la constance des caractéristiques des eaux résiduaires en termes de caractéristiques des particules (taille, forme, etc.).

La turbidité est principalement provoquée par des particules en suspension qui absorbent, diffusent et/ou réfléchissent la lumière. La Figure 1-12 montre le domaine d'applicabilité de mesure de la turbidité. On voit sur cette figure que la taille du faisceau optique ne permet de mesurer la turbidité que pour des particules de taille inférieure à quelques dixièmes de millimètre. Au-delà de ces dimensions, le capteur n'est plus capable d'effectuer la mesure de la turbidité. Ainsi, il convient de mettre en forme le mesurande en écartant de l'effluent soumis au turbidimètre tout ce qui ne ressort pas de la mesure de turbidité. Il faut éviter la

zone de transport des flottants dons les dimensions peuvent atteindre quelques dizaines de centimètres. La zone de transport par charriage et saltation est à proscrire : risque d'ensablement ou d'envasement des capteurs. Une zone possible pour la mesure est située à une profondeur comprise entre 40 et 60 % de la hauteur d'eau (Bertrand-Krajweski *et al.* 2000). Mais même dans cette zone de nombreux macrodéchets peuvent encore subsister et affecter la mesure.

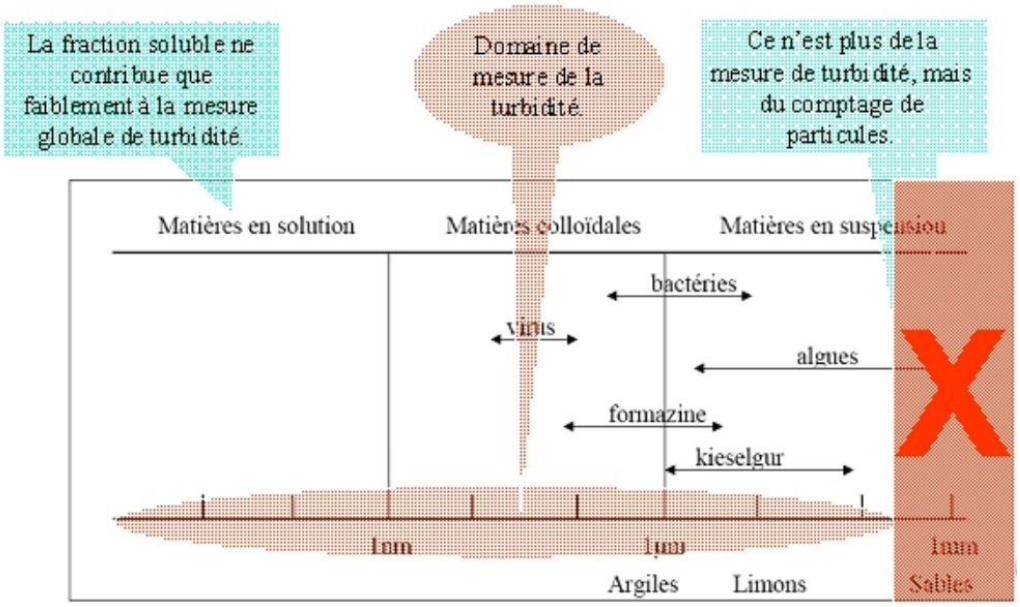


Figure 1-12: Domaine d'applicabilité de la turbidimétrie (Aumond et Mabilais, 2008)

1.3.2.1.3 **Relations MES = f(turbidité) et DCO = f(turbidité)**

Malgré les inconvénients cités ci-dessus, de nombreuses études (Tableau 1-19) ont montré des corrélations satisfaisantes entre la turbidité à différentes longueurs d'onde avec les concentrations en MES et les concentrations en DCO : les coefficients de corrélation (r^2) sont très supérieurs à 0.8 pour la plupart des cas. Il est à noter cependant que les relations établies entre les MES et la turbidité restent le plus souvent spécifiques au site et aux matériels considérés.

Tableau 1-19: Quelques valeurs de coefficients de corrélation entre MES et turbidité, et DCO (totale) et turbidité

Nombre d'échantillons	Origine des échantillons	Longueur d'onde utilisée (nm)	r^2 MES = f(T)	r^2 DCO = f(T)	Source
39	Entrée STEP, TS	400 – 700	0,94	0,93	Ruban *et al*. (1993)
18	Entrée STEP, TS	400 – 700	0,92	0,93	Ruban *et al*. (1993)
34	Entrée STEP, TS	400 – 700	0,94	0,91	Ruban *et al*. (1993)
33	RUTP	546	0,93	0.69	Ruban *et al*. (2001)
33	RUTP	254	0.83	0.92	Ruban *et al*. (2001)
114	RUTS	546	0,56	0,6	Ruban *et al*. (2001)
114	RUTS	254	0,74	0,8	Ruban *et al*. (2001)
---	RU	---	0,99	---	Maréchal *et al*. (2001)
37	RU	---	0,92	0,74	Lacour *et al*. (2009)
27	RU	---	0,97	0,97	Lacour *et al*. (2009)
---	RUTP en sortie DO	---	0,91	0,91	Roger et Tonghini (2010)

1.3.2.2 **Mesurage en continu par les méthodes acoustiques**

L'utilisation des techniques ultrasonores permet de mesurer les profils de vitesse et la turbidité acoustique dans les écoulements dans les réseaux d'assainissement. En particulier, la technique Doppler cohérente permet d'obtenir des résolutions spatiale et temporelle fines associées à une très bonne précision (Abda *et al.* 2009). Ces informations permettent d'étudier les phénomènes hydrauliques de transport solide en apportant des renseignements sur le gradient de vitesse, la turbulence et la concentration de sédiments en suspension. Parmi les technique les plus récentes, on peut citer le profileur acoustique appelé UB-Flow, développé par la société Ubertone qui permet de mesurer le profil de vitesse et la turbidité acoustique multi-fréquences par la méthode par ultrasons pulsés.

Principe de mesure

L'émission d'une onde ultrasonore pulsée dans un faisceau étroit permet d'observer un profil composé de cellules (volumes) de mesure distribuées le long de l'axe du faisceau. En effet, l'onde est propagée le long du faisceau et est diffusée par les particules en suspension dans le milieu. Les échos des particules sont reçus par le même transducteur, le signal étant ensuite conditionné, amplifié, démodulé et échantillonné. Ce signal contient les informations de vitesse et de concentration. Le temps de parcours des ultrasons dépend de la position des particules concernées. Ainsi le fenêtrage du signal rétrodiffusé permet d'obtenir un profil. La turbidité acoustique est définie par la capacité des particules en suspension à diffuser une onde acoustique. On peut l'exprimer, pour une fréquence donnée, par le ratio :

$$T_r = \frac{v_r^2}{v_e^2 \Delta t_p G_t(z)} \left(\frac{z}{R_t}\right)^2 \qquad (1\text{-}30)$$

où v_r : tension reçue,

v_e : tension émise,

Δt_p : durée de pulse d'émission,

$G_t(z)$: gain électro-mécanique du transducteur (incluant la correction de champ proche),

z : distance au transducteur,

R_t : rayon du transducteur.

Ce paramètre *Tr* est proportionnel à l'intensité acoustique rétrodiffusée et compense les effets du transducteur et de l'amplification. Ainsi, *Tr* dépend uniquement des caractéristiques du liquide (atténuation) et des particules en suspension (concentration, taille, nature, forme). Ce paramètre peut permettre d'évaluer la concentration de sédiment en fonction de la classe granulométrique (Abda *et al.* 2009).

1.3.2.3 **Mesures ponctuelles par prélèvements**

La première étape dans la détermination du paramètre polluant (concentration en MES) consiste en la collecte d'échantillons. La norme ISO 6107-2/A1 (2012) définit que l'échantillonnage est une action qui consiste à prélever une partie considérée comme représentative d'une masse d'eau à examiner.

1.3.2.3.1 Etude temporelle

Le principe consiste à l'aide d'un préleveur-échantillonneur de prélever un ou plusieurs échantillons, qui seront ensuite analysés en laboratoire. Les prélèvements peuvent être effectués en un seul ou plusieurs points selon les préleveurs utilisés. Un préleveur-échantillonneur peut recueillir entre 1 à 24 échantillons. Les principales études utilisant les préleveur-échantillonneur en assainissement sont :

- l'étude de la variabilité temporelle de la qualité des eaux au cours d'un évènement de pluie (prélèvement allant de quelques secondes à plusieurs minutes),
- l'étude de la variabilité journalière de la qualité des eaux au cours d'une journée de temps sec (cas étudié pour cette thèse).

Les principaux paramètres mesurés pour les eaux usées sont : la DBO5, la DCO, les MES, les MVS, l'azote total, le phosphore total et les ions majeurs (cf § § 1.2.3 et 1.2.4).

1.3.2.3.2 Etude spatiale

L'étude spatiale consiste à étudier la répartition des concentrations sur toute la section du collecteur. Cette étude est indispensable pour une bonne évaluation de la concentration moyenne dans toute la section. En effet, ils peuvent y avoir des gradients verticaux et transversaux de concentrations en MES dans les réseaux d'assainissement. Il n'est pas donc possible de considérer la mesure sur un seul point dans le collecteur comme représentative de toute la section.

Whorle et Brombach (1991) ainsi que Verbanck (1993) ont réalisé des échantillonnages spatiaux des MES uniquement par temps sec et ont observé des gradients verticaux de concentrations. Ristenpart *et al*. (1995), Ahyerre (1999), Oms (2003) et Hemmerle (2014) se sont intéressés aux couches meubles très concentrées qui se trouvent à l'interface eau-sédiment et ont également observé des gradients verticaux de concentrations.

Larrarte et Cottineau (2005) ont utilisé un préleveur bidimensionnel appelé « Orphée » (Figure 1-13) qui a permis de réaliser des cartes de concentrations jusqu'à 24 points pour différentes conditions météorologiques (temps sec, temps très sec, pluie, événements orageux…) sur le site de Cordon Bleu à Nantes. Avec cet échantillonneur, il a été possible d'ausculter toute la section droite depuis le fond jusqu'à 1,50 m de haut, ce qui correspond à 90% des hauteurs d'eau observées sur une année sur le site de Cordon Bleu. Aucun gradient vertical de concentrations n'a été observé pendant les expérimentations. En revanche, les auteurs ont observé la présence de gradients transversaux de concentrations en MES alors qu'aucune sédimentation n'a été observée sur ce site expérimental



Figure 1-13 : Echantillonneur 2D « Orphée » installé sur le site de Cordon Bleu (Larrarte, 2006)

Larrarte et Cottineau, (2008) ont effectué des mesures simultanées de vitesses et de concentrations en utilisant un autre dispositif appelé « Hydre » sur le site de Jardin des Plantes. Ce prototype permet de mesurer simultanément les vitesses et des concentrations en matières en suspension dans une section droite de collecteur d'assainissement y compris au-dessus de la banquette par temps sec et par temps de pluie. Le dispositif « Hydre » est constitué d'un rail installé à demeure dans l'égout et d'un chariot automoteur pourvu d'un système d'exploration verticale actionné par des vérins. Hydre est équipé d'un chariot, positionné automatiquement depuis la surface grâce à un rail de guidage. Il est ensuite déplacé transversalement par un moteur pas à pas et sa position est repérée par un télémètre à ultrasons. Un vérin pneumatique porté par le chariot permet des déplacements sur une verticale. La tête de mesures de cet appareil est équipée de deux courantomètres à effet Doppler PVM-PD de marque NIVUS sur une même horizontale, distants de 0,20 m et d'une buse de prélèvement au centre des deux courantomètres. Les déplacements, les mesures de vitesse et les prélèvements sont pilotés par ordinateur à la surface, ce qui ne nécessite pas la présence d'un agent dans le collecteur.
Les résultats ont montré l'absence de gradients verticaux de concentrations alors qu'on observe la présence par intermittence du dépôt sédimentaire sur ce site (Larrarte et Cottineau 2008).

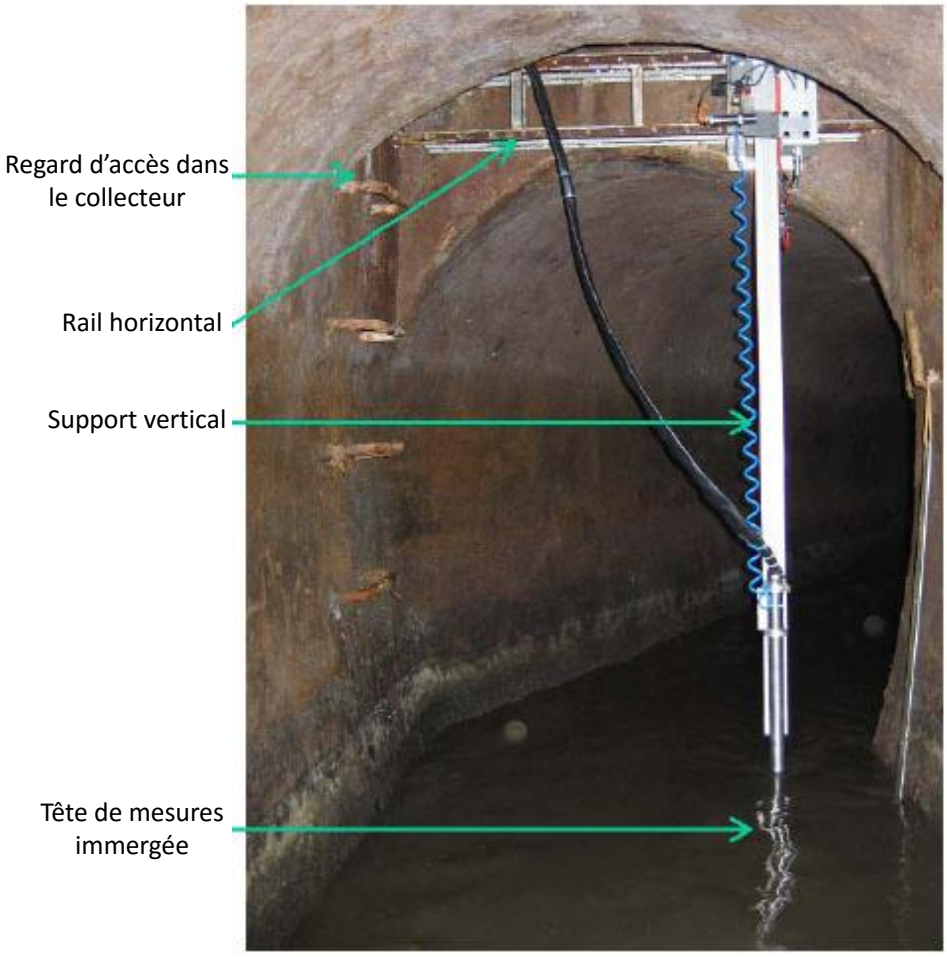


Figure 1-14: Echantillonneur 2D « Hydre » installé sur le site de Jardin des Plantes (Larrarte et Cottineau 2008)

1.3.2.3.3 Représentativité des mesures

1.3.2.3.3.1 Représentativité de l'échantillon prélevé

Plusieurs facteurs peuvent avoir des influences sur la représentativité des prélèvements, parmi lesquels la vitesse de l'écoulement, la vitesse d'aspiration des préleveurs, la hauteur du point d'aspiration ou l'orientation de la direction du prélèvement par rapport à l'écoulement (Bertrand-Krajewski *et al*. 2000; Larrarte et Pons, 2011).

Pour qu'un échantillon prélevé soit représentatif, il faut que (norme ISO 5667-10 (1992)) :

- la vitesse d'aspiration soit au minimum de 0,5 m/s ;
- le diamètre interne du tuyau d'aspiration soit compris entre 8 et 15 mm;
- la hauteur du point d'aspiration soit au tiers (33%) de la hauteur d'eau, mesurée à partir du fond ;
- le volume de chaque prise d'échantillon soit supérieur à 50ml.

Ces conditions sont conformes à celles recommandées par Bertrand-Krajewski *et al*. (2000) :

- la vitesse d'échantillonnage doit être plus élevée que la vitesse d'écoulement et 10 fois supérieure à la vitesse de sédimentation des particules ;

- la hauteur d'échantillonnage doit être comprise entre 40% et 60% du niveau de l'eau et à l'écart des parois. Le respect de cette recommandation nécessite de faire varier le niveau de la prise d'eau avec la hauteur d'eau.
- le diamètre interne du tuyau d'aspiration doit être supérieur à 12 mm.

Par ailleurs, pour avoir une bonne représentativité de mesure de la concentration moyenne il faut éviter les sections où la vitesse d'écoulement est inférieure à 0,2 m/s, car cela favorise l'apparition d'une stratification de l'effluent. Il est préférable de choisir des sections de mesure où l'écoulement est turbulent, à l'exception des points situés à l'aval d'un coude ou à l'aval du raccordement de deux conduites (risque de mauvais mélange de l'effluent) (Bertrand-Krajweski *et al*. 2001). Il est également préférable de choisir le centre de l'écoulement pour le cas des réseaux d'assainissement. Il est également essentiel de choisir le point de mesure de manière à éviter les zones de fort gradient de concentration en MES, notamment pour le cas du turbidimètre.
Le point de mesure amont du site de Place de la Bonde est justement lié à ces limites de représentativité de l'échantillon. En effet, ce site présente une gamme de vitesse faible et c'est la raison du choix de ce site pour cette étude.

1.3.2.3.3.2 Représentativité de l'échantillon analysé

Entre le prélèvement et la réalisation de l'analyse, l'échantillon évolue, et ce d'autant plus que les conditions et les durées de conservation ne sont pas respectées. La norme ISO 5667-10 (1992) préconise que les échantillons doivent être réfrigérés entre 0°C e 4°C que la durée de stockage avant l'analyse ne doit pas excéder de 24h.
Le fractionnement de l'échantillon initial en plusieurs sous-échantillons pour l'analyse de plusieurs paramètres polluants différents peut également introduire une hétérogénéité d'un sous-échantillon à l'autre si l'échantillon initial n'est pas constamment homogénéisé pendant l'opération. Une sous-estimation moyenne de 10% pour les MES est indiquée par Paitry (1987) lors du fractionnement d'un échantillon de 1 litre en deux sous-échantillons de 500 ml. Il faut donc que l'homogénéisation soit effectuée de façon à ce qu'elle n'altère pas les caractéristiques des particules : l'agitation mécanique ne doit pas être trop énergique ni durer longtemps pour ne pas provoquer une floculation ultérieure. De même, dans le cas d'une dispersion par ultrasons, la puissance émise ne doit pas casser les particules. Un mesurage simultané de turbidité constitue un moyen de vérifier cette non-altération.

1.4 Erreurs et incertitudes de mesures

La métrologie ou la science des mesures et ses applications consistent à donner une valeur à une observation. Elle *« comprend tous les aspects que ce soient théoriques ou pratiques des mesurages, quels que soient l'incertitude de mesure et le domaine d'application »*. (NF ISO/CEI Guide 98-3, 2008). Le mesurage peut être défini comme un processus consistant à obtenir expérimentalement une ou plusieurs valeurs que l'on peut convenablement attribuer à une grandeur. Le mesurande désigne la grandeur que l'on veut mesurer. Cette grandeur est fournie par un appareil de mesure (un ou plusieurs capteurs) qui n'est pas parfait. Ainsi, la mesure donnée par le capteur, quelle que soit la performance de ce capteur, n'est pas forcément égale à la valeur vraie correspondant au phénomène physique réel. En outre,

l'environnement à l'intérieur des réseaux d'assainissement est « hostile » à la mesure (milieu humide, pouvant être corrosif,...) et cela réduit la capacité du capteur à donner une valeur exacte. En effet, les eaux usées sont parfois très chargées et grasses, conduisant à un encrassement rapide des sondes. La présence de toutes sortes de corps flottants conduit au colmatage de l'équipement faisant obstacle à l'écoulement. Par ailleurs, les réseaux sont des ouvrages très complexes et les contraintes d'accès, de sécurité, de gestion sont parfois difficiles à concilier avec les conditions nécessaires à la mise en œuvre de la pratique métrologique, ce qui peut altérer fortement la pertinence des mesures. De ce fait, le mesurande peut être de mauvaise qualité soit en termes de disponibilité, de fiabilité ou de précision.

Dans cette section, nous allons définir les erreurs et les incertitudes. Ensuite les méthodes pour l'évaluation des incertitudes seront présentées. Ces méthodes seront utilisées ultérieurement dans les calculs développés dans cette thèse.

1.4.1 **Erreurs**

Selon le VIM (Vocabulaire International de Métrologie), l'erreur est définie comme la différence entre la valeur mesurée et la valeur vraie de la grandeur que l'on cherche à déterminer ou « mesurande » (NF ISO/CEI GUIDE 99). Comme la valeur vraie n'est jamais connue, l'erreur n'est jamais connue. Lorsque l'on cherche à déterminer la valeur d'une grandeur physique quelle qu'elle soit (le débit par exemple), des erreurs se produisent inévitablement. Elles se situent au niveau des différentes opérations de mesure, et elles se propagent jusqu'à l'obtention du résultat final.

Toute opération de mesure est donc entachée d'erreurs, dont les sources sont multiples :

- la méthode de mesure : son principe théorique est fondé sur un jeu d'hypothèses simplificatrices qui ne sont pas forcément respectées (par exemple : débit permanent, bon mélange du traceur, variation linéaire des vitesses entre verticales de mesure, dispositif hydraulique idéal, etc.) ;
- l'instrumentation : erreurs élémentaires liées à chaque instrument de mesure utilisé dans la chaîne de mesure ;
- l'opérateur et la mise en œuvre : soin apporté à l'exécution, protocole de mesure, lecture et consignation des mesures intermédiaires, répétition des mesures, expérience, dextérité, régularité, etc. ;
- l'environnement de mesure : les conditions expérimentales (configuration du site, conditions d'écoulement, etc.) peuvent amplifier les erreurs liées à la méthode, à l'instrumentation et à l'opérateur.

On peut distinguer deux types d'erreur (Figure 1-15) : les erreurs systématiques (dues au réglage de l'appareil de mesure, à la procédure de calcul, etc.) et les erreurs aléatoires (manque de sensibilité de l'appareil de mesure, résolution de la lecture, fluctuations naturelles de la grandeur à mesurer, etc.).

1.4.1.1 **Erreurs systématiques**

Par définition, l'erreur systématique est la composante de l'erreur de mesure qui, dans des mesurages répétés, demeure constante ou varie de façon prévisible selon le VIM (NF ISO/CEI

GUIDE 99). Les erreurs systématiques sont réduites en appliquant des corrections, lesquelles sont déterminées par des mesures complémentaires telles que des étalonnages, etc. Si on prend l'exemple de la mesure d'un débit, l'application concurrente de différents appareils ou de différentes méthodes à la mesure d'un même débit permet de mettre en évidence certaines erreurs systématiques liées à un appareil ou à une méthode en particulier. C'est un moyen efficace de confirmer la validité d'une mesure de débit conduisant au constat d'une infraction.

1.4.1.2 **Erreurs aléatoires**

L'erreur aléatoire, quant à elle, est composante de l'erreur de mesure qui, dans des mesurages répétés, varie de façon imprévisible (NF ISO/CEI GUIDE 99). Autrement dit, c'est le résultat d'un mesurage moins la moyenne d'un nombre infini de mesurages du même mesurande, effectués dans les conditions de répétabilité. Plus on répète la mesure, plus le gain sur l'incertitude devient faible.

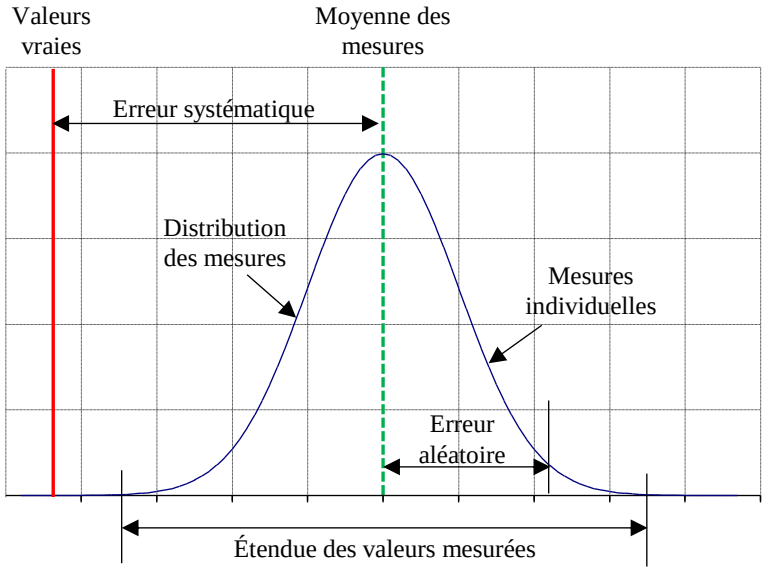


Figure 1-15: Notion d'erreur de mesure : distribution des mesures par rapport à la vraie valeur

1.4.2 **Incertitude**

1.4.2.1 **Notion d'incertitude de mesure**

Comme la valeur vraie et donc l'erreur ne sont jamais connues en pratique, la distribution statistique de l'erreur doit être estimée par une analyse d'incertitude (Figure 1-16). Cette analyse suit un formalisme mathématique, mais elle comporte inévitablement des choix justifiés par l'expérience et le sens physique de l'utilisateur. L'analyse des incertitudes est détaillée dans le « Guide pour l'expression des incertitudes de mesure » ou GUM [NF ENV 13005, 1999].

Selon le VIM, l'incertitude de mesure est définie comme le paramètre non négatif qui caractérise la dispersion des valeurs attribuées à un mesurande, à partir des informations utilisées. Il faut noter que (NF ISO/CEI GUIDE 99) :

- L'incertitude de mesure comprend des composantes provenant d'effets systématiques, telles que les composantes associées aux corrections et aux valeurs assignées des étalons, ainsi que l'incertitude définitionnelle. Parfois, on ne corrige pas des effets

systématiques estimés, mais on insère plutôt des composantes associées de l'incertitude.

- Le paramètre peut être, par exemple, un écart-type appelé incertitude-type (ou un de ses multiples) ou la demi-étendue d'un intervalle ayant une probabilité de couverture déterminée.
- L'incertitude de mesure comprend en général de nombreuses composantes. Certaines peuvent être évaluées par une évaluation de type A de l'incertitude à partir de la distribution statistique des valeurs provenant de séries de mesurages et peuvent être caractérisées par des écarts-types. Les autres composantes, qui peuvent être évaluées par une évaluation de type B de l'incertitude, peuvent aussi être caractérisées par des écarts-types, évalués à partir de fonctions de densité de probabilité fondées sur l'expérience ou d'autres informations.
- En général, pour des informations données, on sous-entend que l'incertitude de mesure est associée à une valeur déterminée attribuée au mesurande. Une modification de cette valeur entraîne une modification de l'incertitude associée.
- La méthode du « Guide pour l'expression des incertitudes de mesure » [NF ENV 13005, 1999] suppose que les erreurs systématiques ont été corrigées au mieux, l'incertitude résiduelle devant alors être traitée comme une incertitude liée à des effets aléatoires. Le traitement des incertitudes issues d'effets systématiques ou aléatoires par la méthode du GUM [NF ENV 13005, 1999] est donc identique.

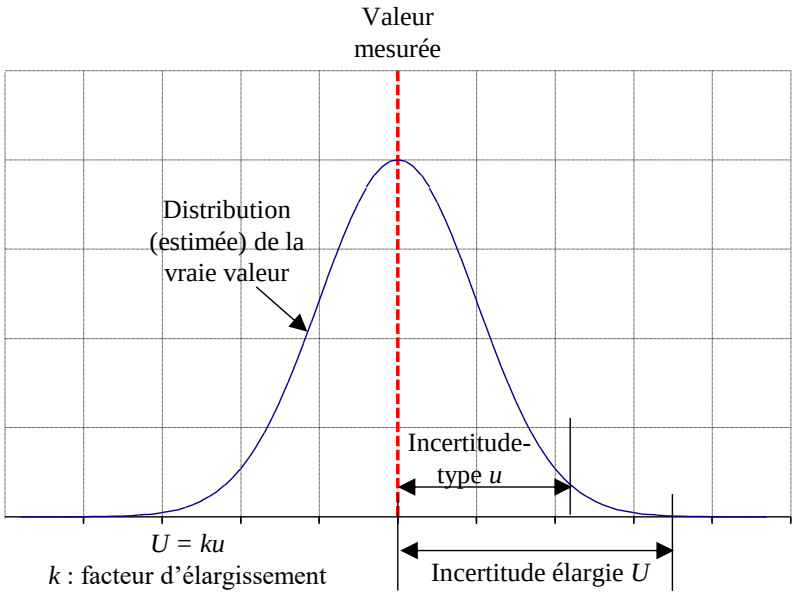


Figure 1-16: Notion d'incertitude de mesure: distribution estimée de la vraie valeur (inconnue) autour de la valeur mesurée

1.4.2.2 Evaluation des incertitudes

1.4.2.2.1 Méthode de type A

Les incertitudes de type A sont utiles quand un grand nombre de mesures sont réalisées (dans les mêmes conditions). C'est souvent le cas lorsque l'on ne dispose que de peu d'informations sur les sources d'erreurs, puisque celles-ci n'entrent pas en compte dans le calcul. Cela permet d'ignorer l'effet des erreurs aléatoires, dont on estime qu'elles se compensent en moyenne, mais pas les erreurs systématiques, dont il faut toujours tenir compte.

Il s'agit alors d'un simple traitement statistique des erreurs : on calcule l'écart type de la série, ce qui nous donne directement l'incertitude sur la mesure. Autrement dit, l'incertitude $u(X)$ dans le cas d'une estimation de type A est mathématiquement équivalente à un écart-type de cette distribution :

$$u(X)^2 = \sigma^2 = \frac{1}{N}\sum_{k=1}^{N}(moy(X) - X_k)^2 \qquad (1\text{-}31)$$

Où N : nombre de mesure effectuées ;
X_k : résultat de la k-ième mesure ;
$moy(X)$: moyenne de x sur l'ensemble des mesures ;
σ : écart type.

Pour calculer l'incertitude élargie, notée *U*, à afficher avec le résultat de mesure, on multiplie l'incertitude-type par un facteur d'élargissement k correspondant à un certain niveau de confiance 7 :

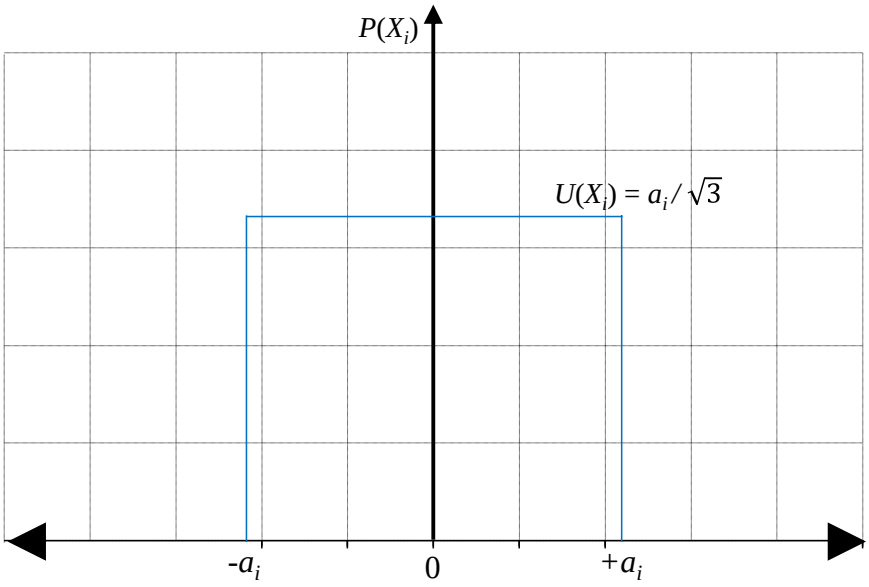
- k = 1 niveau de confiance à 68 %
- k = 2 niveau de confiance à 95 %
- k = 3 niveau de confiance à 98 %

L'élargissement k = 2 (niveau de confiance à 95 %) est le plus couramment retenu en hydrométrie. Ceci signifie qu'on estime que, statistiquement dans 95 cas sur 100, l'écart entre le résultat issu de la mesure et la vraie valeur doit être inférieur ou égal à l'incertitude annoncée.

1.4.2.2.2 Méthode de type B et loi de propagation des incertitudes

La méthode de type B est fondée sur l'analyse du principe de mesure de la grandeur *Y*, de son modèle mathématique, des grandeurs d'influence, des informations disponibles au sujet de la variabilité possible due aux différentes sources d'incertitude et à leur influence sur le mesurage. La méthode de type B fait appel à l'expérience de l'opérateur, à des essais et à des étalonnages antérieurs, à la connaissance des phénomènes physiques mis en œuvre, ainsi qu'à des résultats partiels obtenus généralement par des méthodes de type A (Bertrand-Krajewski *et al*. 2000).

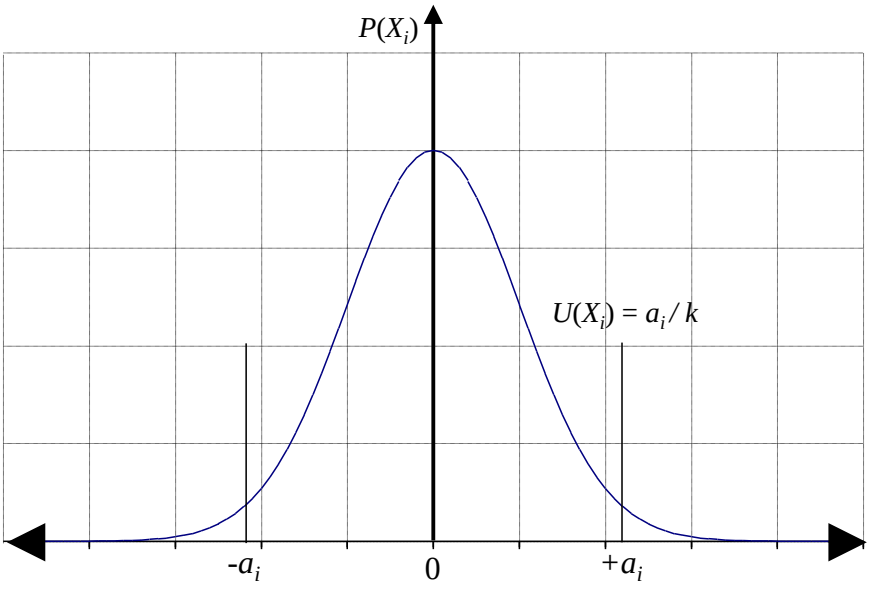
L'évaluation de l'incertitude-type implique de supposer un type de distribution, qui sera dans la plupart des cas pratiques soit rectangulaire, soit normale (Figure 1-17 et Figure 1-18).



$a_i = U = ku$

k : facteur d'élargissement

Figure 1-17: Distribution rectangulaire : estimation à partir de l'écart maximal



$a_i = U = ku$

k : facteur d'élargissement

Figure 1-18: Distribution normale (gaussienne) : estimation à partir de l'écart-type expérimental

On supposera une loi rectangulaire pour une grandeur dont la valeur est bornée sur un intervalle connu et a une probabilité égale de se situer en tout point de l'intervalle. C'est typiquement le cas d'une incertitude de résolution liée à la lecture d'un afficheur par exemple. Connaissant ou estimant l'écart maximal (ou amplitude de variation maximale) *e(X)* lié à la grandeur *X*, l'incertitude-type correspondante vaudra $u(X) = e(X) / (2\sqrt{3})$. Cette évaluation de l'incertitude pourra être appliquée lorsqu'on dispose d'un faible nombre (< 6 typiquement) de mesures indépendantes X_i répétées dans des conditions identiques.

Par précaution, on considère alors e(X) = 2 *[max(Xi) – min(Xi)],* et il vient :

$$u(X) = \frac{max(X_i) - min(X_i)}{\sqrt{3}} \quad \textbf{(1-32)}$$

On choisira une loi normale (ou gaussienne) lorsque l'on suppose que la grandeur suit une distribution aléatoire centrée sur la valeur moyenne mesurée. Dans ce cas, l'incertitude-type *u(X)* pourra être directement évaluée par l'écart-type expérimental calculé sur une série d'au moins six mesures indépendantes X_i répétées dans des conditions identiques. Étant donné qu'on évalue alors la moyenne *X* et l'écart-type expérimentaux à partir d'un échantillon de la population, on utilisera l'écart-type expérimental corrigé.
Alternativement, toujours en supposant une loi normale, on pourra évaluer l'écart maximal à la moyenne, pour un niveau de confiance de 95 % et le diviser par k = 2 pour obtenir *u(X)*.

À partir du modèle mathématique de la mesure, on combine toutes les incertitudes-types $u(X_k)$ pour évaluer l'incertitude-type combinée *u(Y)*, selon la formule de propagation des incertitudes :

$$u(Y)^2 = \sum_{k=1}^{n} u(X_k)^2 \left(\frac{\partial f}{\partial X_k} \right)^2 + 2 \sum_{k=1}^{n-1} \sum_{j=k+1}^{n} u(X_k, X_j) \left(\frac{\partial f}{\partial X_k} \right) \left(\frac{\partial f}{\partial X_j} \right) \quad \textbf{(1-33)}$$

avec $u(X_k, X_j) = u(X_k) u(X_j) r(X_k, X_j)$ la covariance estimée de X_k et X_j, où $r(X_k, X_j)$ est le coefficient de corrélation entre les grandeurs X_k et X_j.

L'équation (1-33) se simplifie dans les cas, les plus nombreux, où les grandeurs X_k ne sont pas corrélées entre elles. On a alors $u(X_k, X_j) = 0$, $\forall$ *k* et $\forall$ *j* de 1 à *n*, et l'équation ne contient plus que le premier terme :

$$u(Y)^2 = \sum_{k=1}^{n} u(X_k)^2 \left(\frac{\partial f}{\partial X_k} \right)^2 \quad (1\text{-}34)$$

Ces équations permettent donc de déterminer *u(Y)*. En choisissant un facteur d'élargissement k_e correspondant au niveau de confiance souhaité, on définit l'incertitude élargie $I_{ke}(Y) = k_e\, u(Y)$. Avec $k_e = 2$ correspondant à un niveau de confiance de l'ordre de 95 %, on note $I_{ke}(Y) = I_2(Y) = 2u(Y)$.
Cette incertitude élargie $I_2(Y)$ est utilisée pour exprimer le résultat final de mesure sous la forme :

$$Y = y \pm k_e u(Y)\ \mathrm{m} = y \pm I_2(Y)\ \mathrm{m} \quad (1\text{-}35)$$

avec m l'unité utilisée (par exemple le mètre).

Chapitre 2 :
Matériels et méthodes

2. Chapitre 2 : Matériels et méthodes

Avant d'entamer ce chapitre, il est judicieux de rappeler l'objectif de la thèse ainsi que les études effectuées pour l'atteindre. L'objectif principal de cette thèse est d'appréhender à la fois la question de la représentativité temporelle et spatiale de débits et des flux polluants en réseaux d'assainissement.

Ce chapitre se décompose en trois parties :

La première partie présente les raisons et les intérêts du choix des sites expérimentaux, ainsi que leurs caractéristiques.

La seconde partie est consacrée à la description des différents dispositifs et appareils utilisés sur chaque site, des paramètres mesurés ainsi que leurs protocoles tant sur les sites qu'au laboratoire. Les méthodes de calcul et l'évaluation des incertitudes sont également abordées.

On présente dans la troisième partie les procédures de validation des données en continu.

2.1 Choix et présentation des sites expérimentaux

Trois sites expérimentaux ont été retenus dans cette thèse :

- le site de Place de la Bonde (Nantes)
- le site de Duchesse Anne (Nantes)
- le site de la STEP de Maxéville (Nancy)

2.1.1 Raisons et intérêts du choix des sites

Les choix de ces trois sites de mesure ont été dictés par les objectifs fixés de la thèse. Les différentes études effectuées pour atteindre les objectifs de la thèse, les sites choisis pour effectuer ces études ainsi que les paramètres qui y sont mesurés, sont synthétisés dans le Tableau 2-1.

Tableau 2-1: Résumé de la méthodologie générale et les différentes études effectuées dans le cadre de la thèse

		Site de Place de la Bonde	Site de la STEP de Maxéville	Site de Duchesse Anne
	Ville	Nantes	Nancy	Nantes
	Nombre de points de mesure	Trois (1) : amont, branche, aval	Un (1)	Un (1)
Intérêt du choix de site - Etudes effectuées	Etude de la variabilité temporelle de débits	Suivi en continu des hauteurs et de vitesses sur les trois points de mesures, détermination des débits par la relation $Q = S.Umoy$	Suivi en continu de la hauteur, détermination des débits par la relation $Q = f(h)$	
	Etude expérimentale de la répartition du champ de vitesse	Jaugeage par exploration de champs de vitesse sur les points de mesures amont et aval, détermination des débits par la relation $Q = S.Vmoy$		
	Etude de la variabilité temporelle des paramètres de qualité des eaux	Suivi en continu de pH, conductivité et turbidité sur les trois points de mesure	Suivi en continu de pH, conductivité et turbidité	
	Etude expérimentale de la répartition des concentrations	Echantillonnages sur une ou plusieurs verticales des MES		
	Caractérisation des MES	Analyses des MES, MVS, masse volumique et granulométrie		
	Caractérisation des dépôts sédimentaires	Analyses de la densité, MV et granulométrie		
	Etude de la variabilité journalière des caractéristiques de la pollution par temps sec	Analyses des campagnes sur 24 h: MES, DCO, anions et cations majeurs	Analyses des campagnes sur 24 h: MES, DCO, anions et cations majeurs	
	Etude de l'influence de la variabilité des vitesses sur le développement des biofilms en réseaux et caractérisation	Durée d'immersion, obscurcissement, opacité, matières sèche, taux de cendres, matières volatiles, divers composants chimiques et métaux		Durée d'immersion, obscurcissement, opacité, matières sèche, taux de cendres, matières volatiles, divers composants chimiques et métaux

Les raisons et intérêts fondamentaux du choix de chaque site sont décrits ci-dessous.

2.1.1.1 Site de Place de la Bonde

Ce site constitue le principal site expérimental pour cette thèse et pour atteindre l'objectif du projet MENTOR et la plupart des études y ont été réalisées. Des études expérimentales sur la répartition des vitesses et des concentrations en MES ont été précédemment menées en section courante dans des sections uniformes et pour des sites non sujets à sédimentation. Ces travaux (Larrarte 2006, 2008, 2015) ont permis de montrer la complexité des champs de vitesse avec la présence de la vitesse maximale au-dessous de la surface libre et également d'une zone de forts gradients de vitesse à proximité et au-dessus de la banquette. Pour les solides transportés en suspension, les résultats ont montré que des fluctuations de concentrations peuvent exister mais pas de gradients verticaux. Ces constats ont guidés le choix de ce site afin:

- de chercher si, au-dessous d'un certain seuil de vitesse des gradients verticaux de concentrations pourraient être observés
- de corroborer, ou non, l'existence des gradients transversaux.

Par ailleurs, ce site présente une singularité afin d'étudier l'influence de celle-ci sur la répartition des vitesses et des concentrations en amont et en aval. Cette singularité étant une jonction, l'apport de la branche latérale crée-t-elle un simple phénomène de dilution ou a-t-elle une influence plus complexe ?

2.1.1.2 Site de Duchesse Anne

Ce site a été choisi afin d'étudier l'influence de la variabilité des vitesses sur le développement des biofilms en réseaux. Ce site présente une gamme de vitesse importante (0,5 à 0,6 m/s) par rapport à celle de la Place de la Bonde et il a déjà fait l'objet d'un suivi de la croissance de biofilm depuis 2010.

2.1.1.3 Site de la STEP de Maxéville

Ce site expérimental est un site complémentaire du site de Place de la Bonde afin de permettre d'étudier la variabilité des résultats entre les deux sites pour la plupart des travaux réalisés pour atteindre les objectifs de la thèse, dont :

- l'étude de la variabilité temporelle de débits ;
- l'étude de la variabilité temporelle des paramètres de qualité des eaux ;
- l'étude de la variabilité journalière des caractéristiques de la pollution par temps sec.

En outre, le mode d'installation des capteurs de mesures de paramètres de qualité des eaux sur ce site (capteurs flottants) n'est pas le même que celui du site de Place de la Bonde (capteurs fixes), ce qui nous permet de faire une étude comparative des résultats afin d'améliorer nos connaissances sur les conditions d'installation des capteurs et de mieux cerner l'origine de certains phénomènes comme les perturbations au niveau des signaux (cas de la turbidité).

2.1.2 Présentation des sites d'études

2.1.2.1 Sites de Nantes

La communauté urbaine de Nantes Métropole comprend 24 communes et plus de 590 000 habitants pour un territoire de 523 km^2. Nantes est située à proximité de l'océan Atlantique,

au début de l'estuaire de la Loire et au point de confluence de l'Erdre et de la Loire (Figure 2-1).

La Figure 2-1 représente la limite des 24 communes de Nantes Métropole avec les sites d'études expérimentaux dans cette ville, cités dans ce travail (site de Place de la Bonde et site de Duchesse Anne). On y représente également :

- les autres sites d'études qui ont servi de bases bibliographiques pour cette thèse (site d'Allée d'Erdre, site de Cordon Bleu, site de Jardin des Plantes) et
- les sites d'installation des pluviomètres qui fournissent les données météorologiques que nous exploitons dans cette thèse (site de Dunant, site de Perray et site de Halvêque).

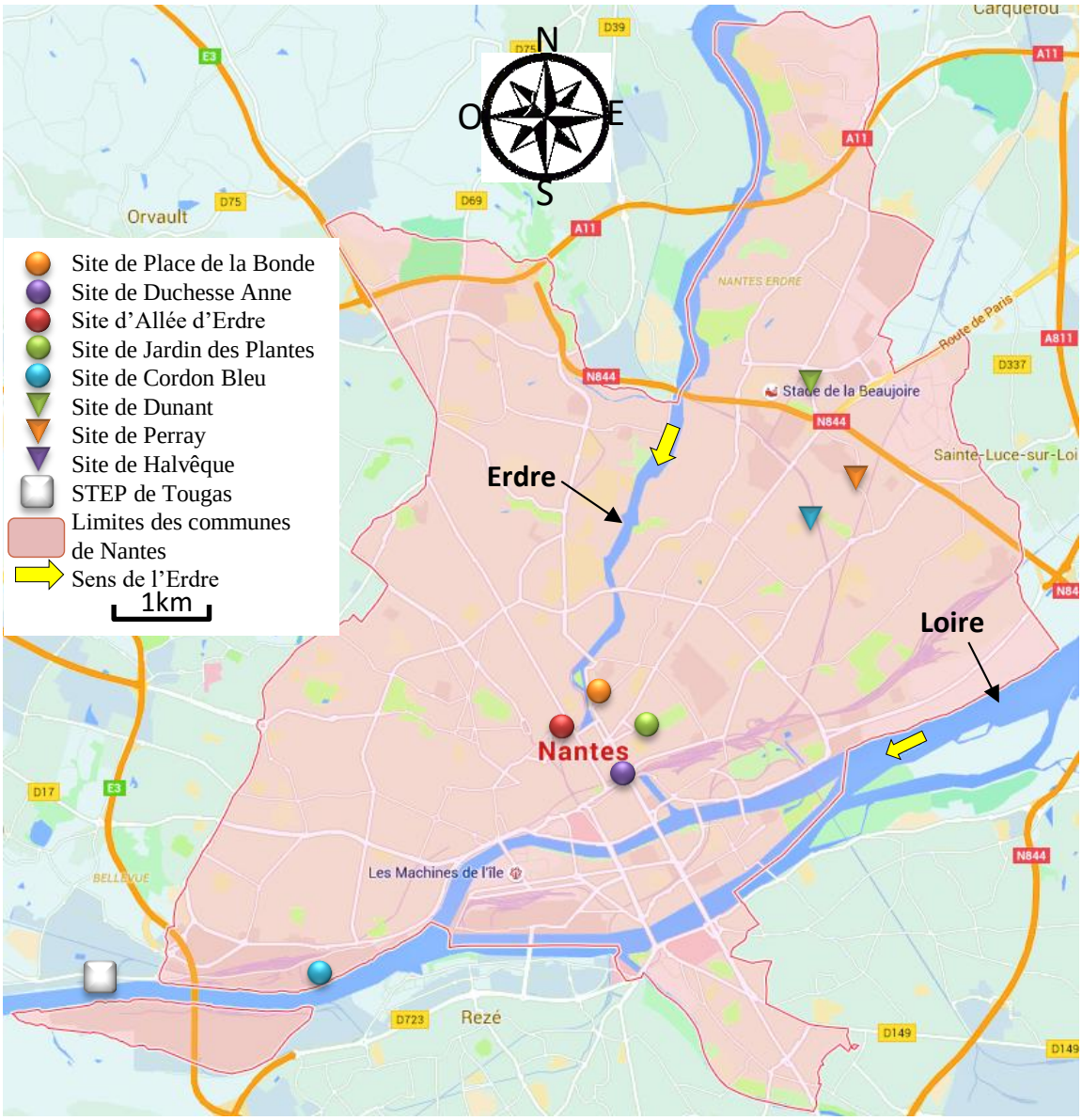


Figure 2-1: Localisation des sites de mesures de précipitations pour l'étude

Le Tableau 2-2 résume les caractéristiques des sites expérimentaux : Place de la Bonde, Allée d'Erdre, Duchesse Anne, Jardin des Plantes et Cordon Bleu.

Tableau 2-2: Caractéristiques des sites de Nantes

		Type de réseau	Population (EH)	Hauteur maximale D en m	Largeur maximale y_{max} en m	Dépôt
Place de la Bonde	Amont	Unitaire	15000	2,24	1,2	couche non consolidée très organique et dépôt sédimentaire par intermittence
	Branche	Unitaire		1,8	0,9	aucun
	Aval	Unitaire		2,24	1,2	couche non consolidée très organique et dépôt sédimentaire par intermittence
Allée d'Erdre		Unitaire		2,24	1,2	couche non consolidée très organique et dépôt sédimentaire
Duchesse Anne		Unitaire	200000	2,3	1,5	dépôt sédimentaire par intermittence
Jardin des Plantes		Unitaire	150000	2,3	0,15	dépôt sédimentaire par intermittence
Cordon Bleu		Unitaire	500000	2,86	2,2	aucun

2.1.2.1.1 Site de Place de la Bonde

Le site expérimental se situe Place de la Bonde (Nantes), à l'exutoire du bassin versant Barbusse qui comprend des réseaux unitaires et séparatifs (Figure 2-2). Sa surface est de 175,4 ha pour environ 15000 équivalents habitants, soit 5,6% de la population nantaise. Le coefficient d'imperméabilisation de ce bassin versant est entre 50 et 60%. Sa pente moyenne est estimée à 1%.

Selon les études effectuées par le Laboratoire Eau et Environnement de l'IFSTTAR, le linéaire total des réseaux d'eaux usées dans le bassin versant Barbusse est de 27,9 km, dont : 66% de réseaux unitaire, 31% de réseaux séparatifs et 2,5% conduites de refoulement (Figure 2-2).

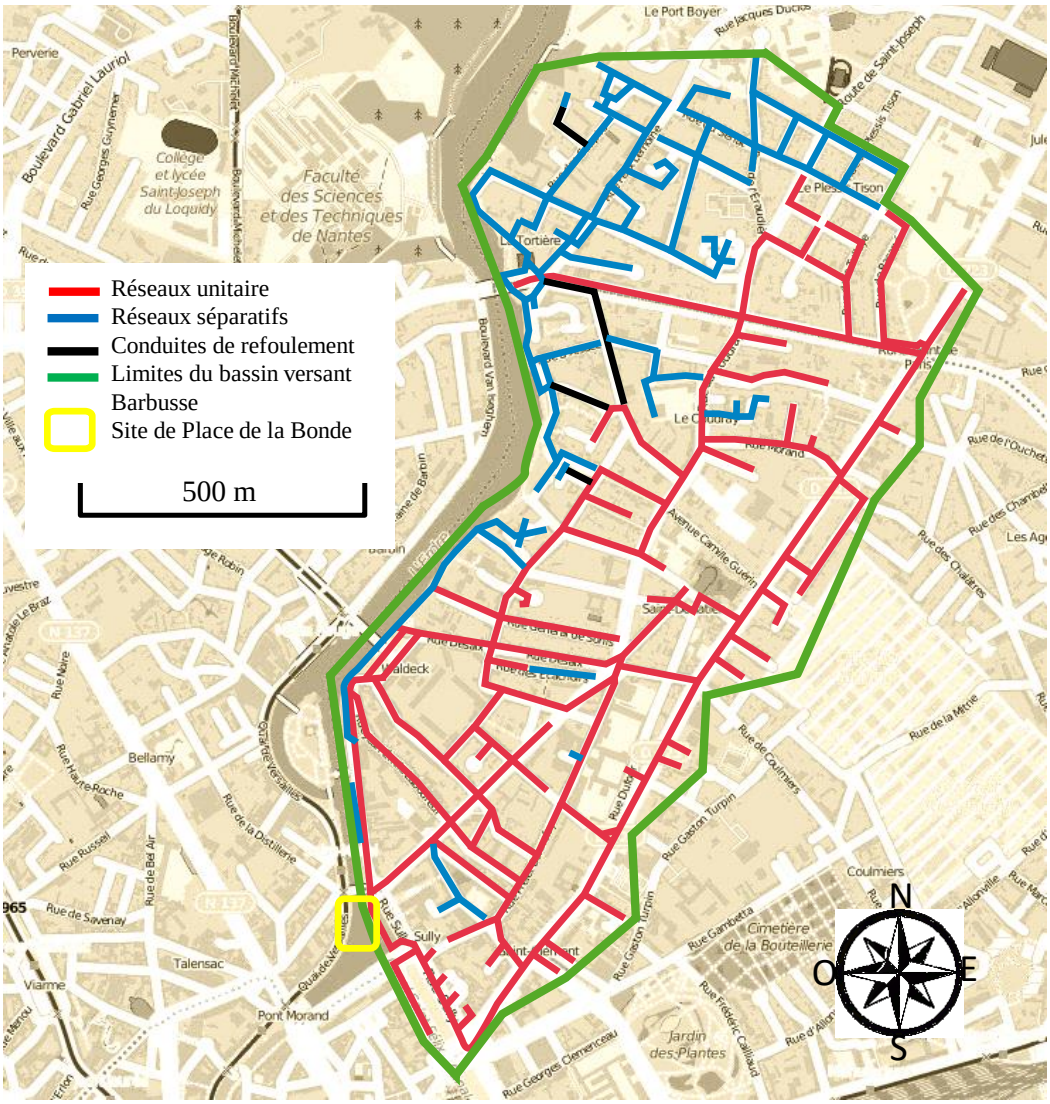


Figure 2-2: Limites du bassin versant Barbusse

Le Tableau 2-3 résume les types de profils de réseau unitaire sur le bassin versant Barbusse avec leurs proportions et leurs dimensions. Le type de matériau évolue avec les dates de construction. Les tronçons les plus anciens sont les ovoïdes, réalisés en maçonnerie, viennent ensuite les réseaux circulaires en béton ou amiante ciment, ainsi que les réseaux rectangulaires en béton.

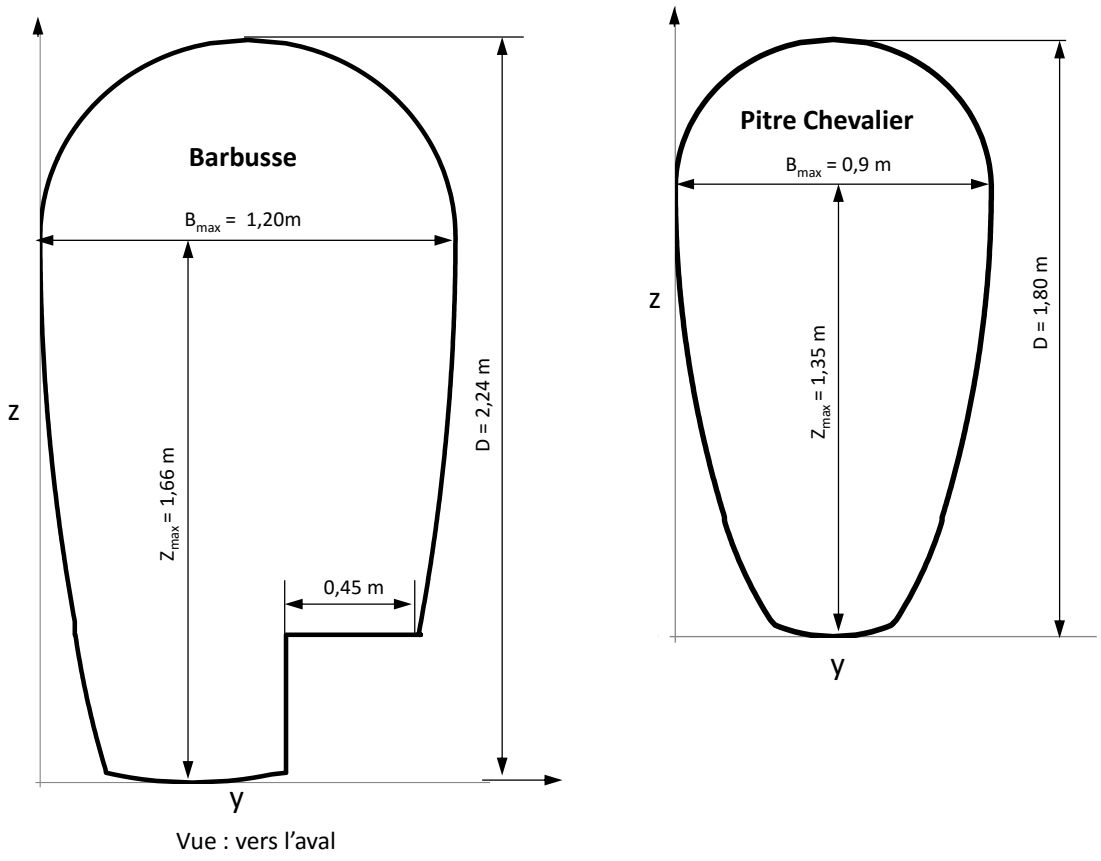
Tableau 2-3 : Types de profils, proportions et dimensions du réseau unitaire sur le bassin versant Barbusse

Type de profil	Circulaire	Ovoïde	Rectangulaire
Pourcentage	51%	36%	13%
Dimension	20 à 140 cm	100 x 70 cm à 235 x 130 cm	50x40 cm, 50x50 cm et 60x80 cm

Le site expérimental se situe sur un réseau d'assainissement unitaire, constitué d'une confluence de deux tronçons de collecteurs unitaires d'un angle d'environ 45° (Figure 2-4):

- un collecteur ovoïde à banquette de 2,24 m de haut et de 1,20 m de largeur situé le long du quai Barbusse avec une pente de 0,001 m/m (Figure 2-3 a).

- un collecteur ovoïde sans banquette de 1,8 m et 0,9 m de largeur de haut longeant la rue Pitre Chevalier (Figure 2-3 b).



a) b)

Figure 2-3: Profils en travers des collecteurs longeant le Quai Barbusse (a) et la rue Pitre Chevalier (b)

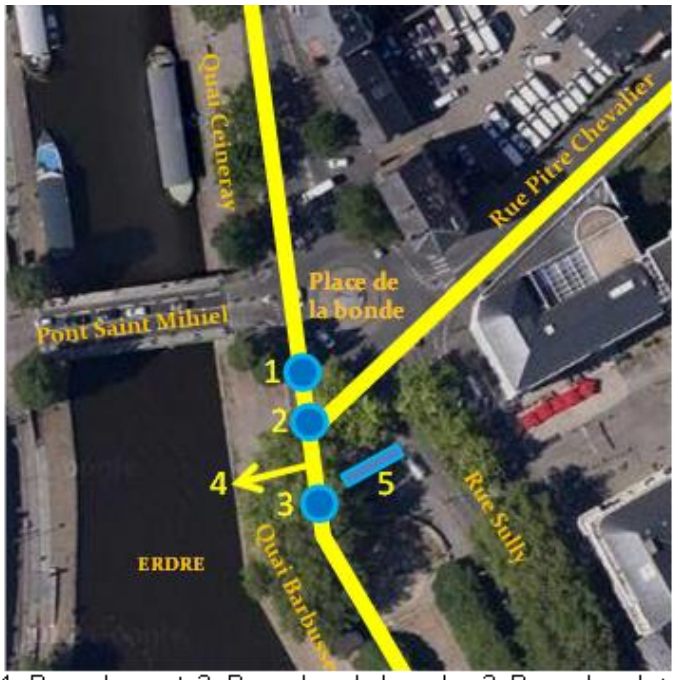
Trois regards permettent d'accéder dans le réseau (Figure 2-3) :

- un regard situé en amont de la confluence (1)
- un regard à proximité de la confluence (2)
- un regard situé en aval de la confluence (3).

Un déversoir d'orage (4) (Figure 2-4) est situé directement en aval de la branche de confluence. Un local technique de Nantes Métropole est situé à proximité du site (5) (Figure 2-3). Dans le cadre de cette thèse, nous avons utilisé ce local technique pour placer les boitiers d'acquisition des capteurs installés sur le site. On a défini trois sous-sites de mesure :

- un premier sous-site appelé sous-site amont, situé en amont de la confluence sur la canalisation principale (collecteur longeant le Quai Barbusse),
- un deuxième sous-site appelé sous-site aval, situé en aval de la confluence sur la canalisation principale;
- un troisième sous-site appelé sous-site branche, situé en amont de la confluence sur la canalisation secondaire (collecteur longeant la rue Pitre Chevalier).

Par commodité, on les désignera points de mesure amont, branche et aval dans la suite de la thèse.



1: Regard amont, 2: Regard sur la branche, 3: Regard aval, 4: Déversoir d'orage Saint-Mihiel, 5:Local technique Nantes Métropole

Figure 2-4: Présentation du site de Place de la Bonde

2.1.2.1.2 Site de Duchesse Anne (Nantes)

Le site de Duchesse Anne (Figure 2-5) est situé sur le collecteur qui recueille les effluents de l'est de l'agglomération nantaise, soit un bassin versant de 730 ha et environ 200 000 équivalents habitants. Le débit moyen est d'environ 1500 m^3/h. Le site expérimental se situe sur un réseau d'assainissement unitaire (Figure 2-5), qui est un collecteur ovoïde en béton, avec banquette, de 2,3 m de haut sur 1,5 m de largeur maximale. La pente est de 0,03%.



Figure 2-5: Site de Duchesse Anne : vu de l'amont

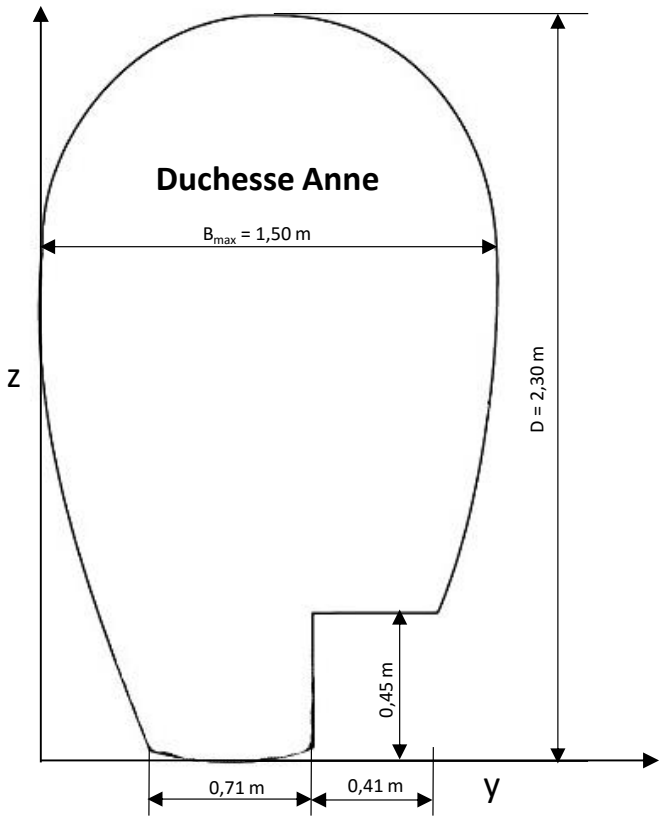


Figure 2-6: Profil en travers du collecteur du site de Duchesse Anne

2.1.2.2 **Site de la STEP de Maxéville (Nancy)**

Ce site se situe dans la fosse d'entrée (eaux urbaines) de la station d'épuration de la Communauté Urbaine du Grand Nancy (CUGN), située à Maxéville. La CUGN est une agglomération d'environ 350 000 habitants répartis en 20 communes sur une superficie totale de 142,30 km^2 de part et d'autre de la Meurthe et du canal de la Marne au Rhin. La STEP de Maxéville a une capacité nominale totale (eaux urbaines et industrielles) de 500 000 EH (équivalents habitants). La Figure 2-7 représente une vue aérienne de la STEP de Maxéville et le site expérimental. La pente des réseaux d'assainissement dans les 20 communes de Nancy varie entre 0,1% et 5,8%. Ces communes sont découpées en 515 bassins versants dont le coefficient d'imperméabilisation varie de 31% à 62%.

La Figure 2-8 représente le schéma l'ouvrage de la fosse d'entrée de la STEP de Maxéville. Le cercle rouge indique l'emplacement des capteurs et des supports de coupons de biofilms. L'ouvrage à la fosse d'entrée de la STEP où nous installons nos capteurs (après l'intercepteur rive droite) a une géométrie rectangulaire de 3,10 m de largeur. Un local technique est situé en face du site, ce qui nous permet d'y placer les centrales d'acquisition des capteurs installés dans la fosse.

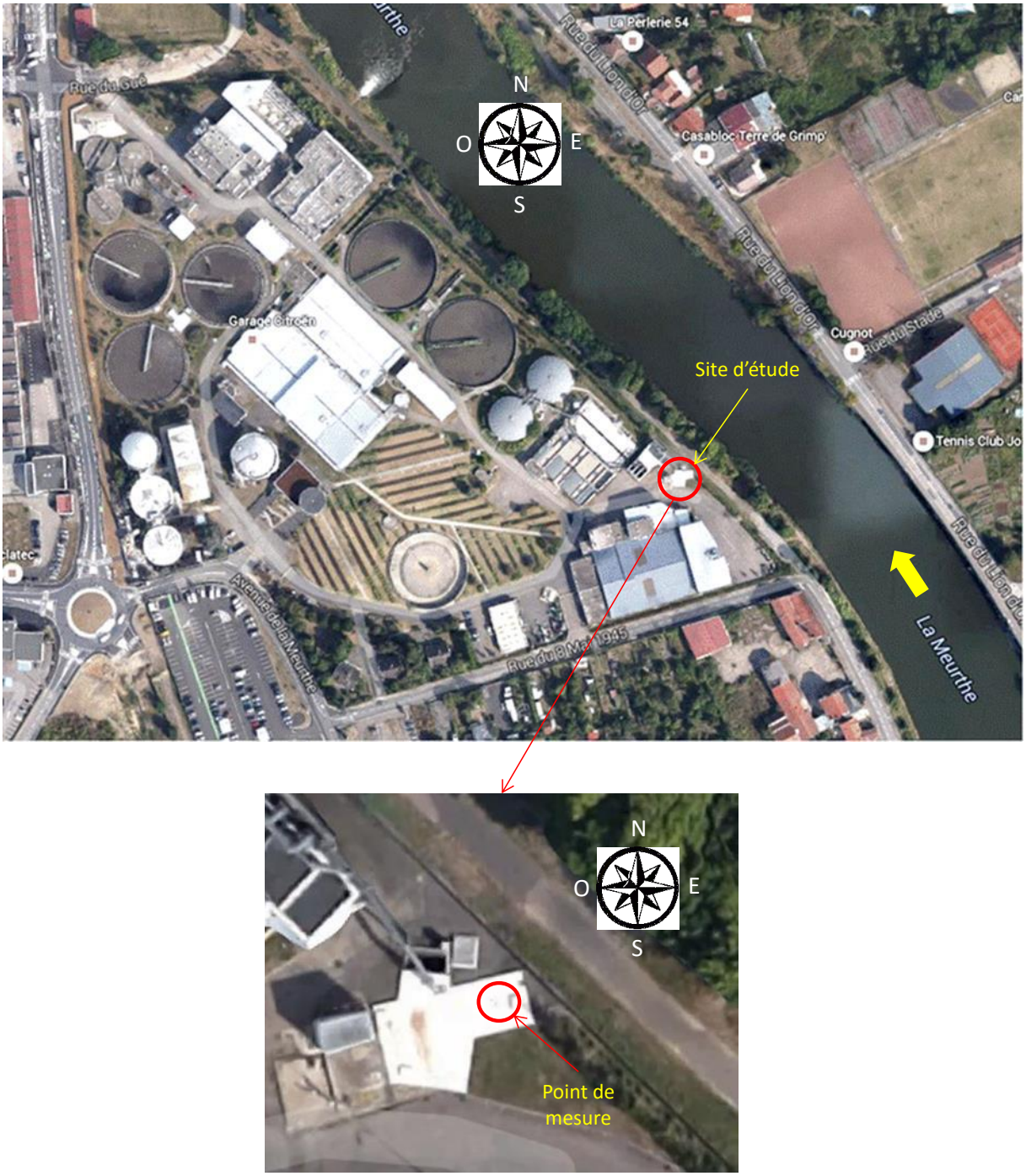


Figure 2-7: Présentation du site de la STEP Maxéville

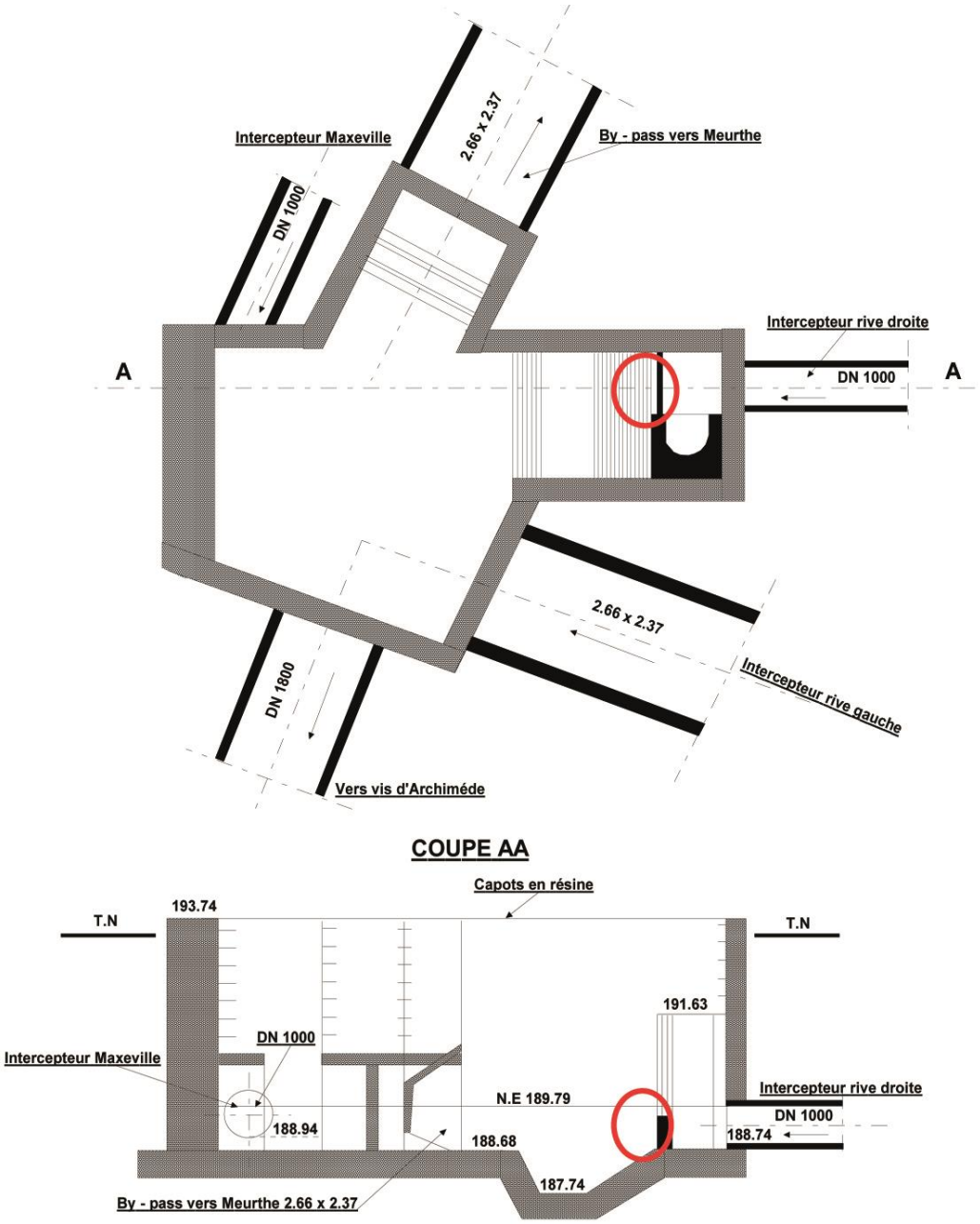


Figure 2-8: Présentation du site de la STEP Maxéville

2.2 Méthodologie et instrumentation

Données météorologiques des sites de Nantes

Les données météorologiques utilisées pour l'étude sur le site de Place de la Bonde et le site de Duchesse Anne sont celles fournies par le pluviomètre installé à Dunant sur un autre bassin versant dit du Pin Sec (Figure 2-1). Ces données sont comparées avec celles de deux autres sites (Halvèque et Perray) situés à 1,5 km environ de Dunant (Figure 2-1). Le pluviomètre est un appareil à auget basculant de la société Précis Mécanique de modèle 3030. Le fonctionnement de ce type de pluviomètre est le suivant (Figure 2-9): l'eau de pluie est recueillie dans un entonnoir appelé impluvium (ici 1000 cm^2) et s'écoule dans un auget qui, lorsqu'il atteint un certain niveau de remplissage (20 ml), bascule autour de son axe et se vide

instantanément. Le basculement d'un auget correspond ici à 0.2 mm de pluie tombée (Tableau 2-10).

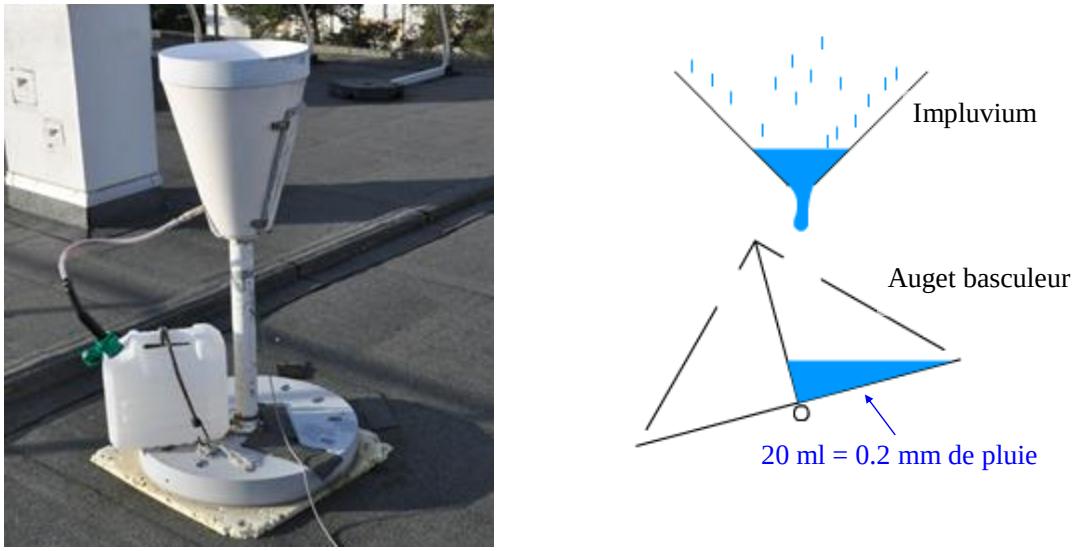


Figure 2-9: Photo et schéma montrant le principe de fonctionnement du pluviomètre à auget basculeur 3030 Précis Mécanique

Le pluviomètre est relié à un boitier électronique qui enregistre le nombre de basculements d'auget ; un contrôle est réalisé à l'aide d'un bidon recueillant l'eau du pluviomètre. L'enregistrement continu permet de déterminer l'intensité des précipitations en fonction du temps (exprimée en général en mm/h). Les données de précipitations sont validées à l'IFSTTAR et sont disponibles dans le logiciel WISKI, qui est utilisée pour la validation des données en continu dans cette thèse (cf § § 2.3).

2.2.1 **Site de Place de la Bonde (Nantes)**

La Figure 2-10 décrit l'instrumentation globale du site expérimental. La position exacte des capteurs et des dispositifs de mesure installés sur ce site est donnée dans le Tableau 5-1 en Annexe 5.1.

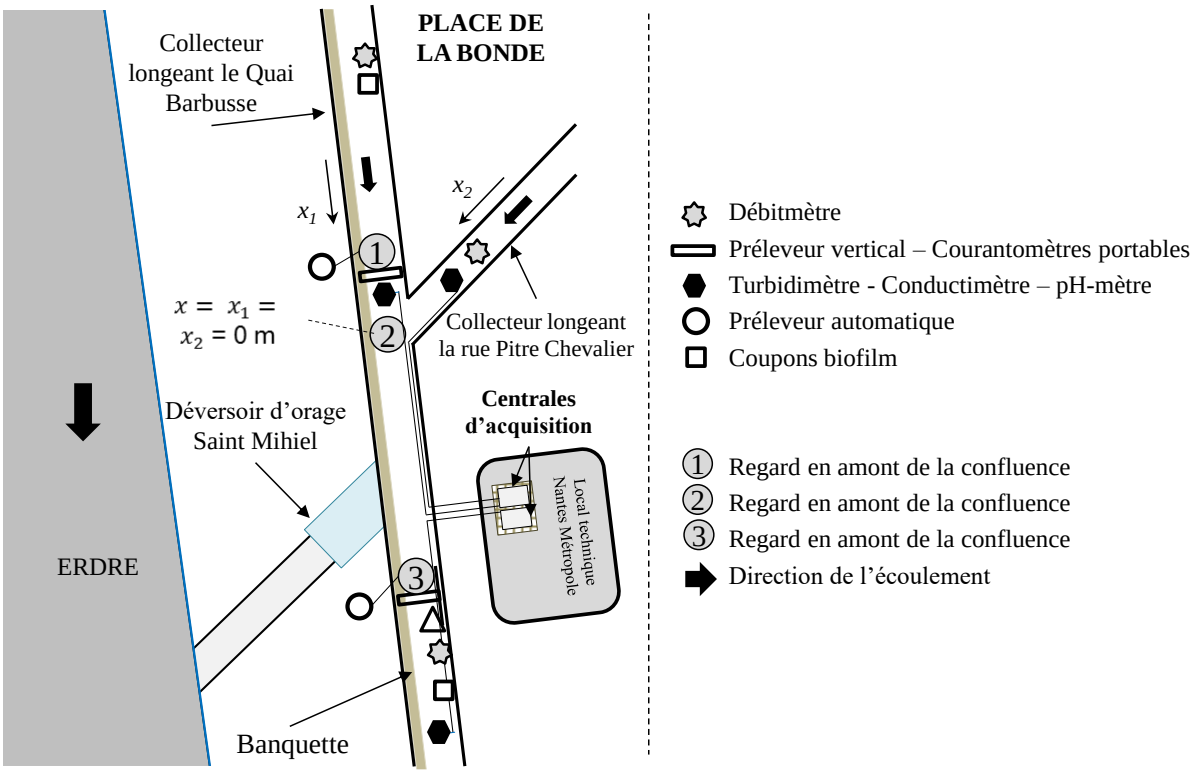


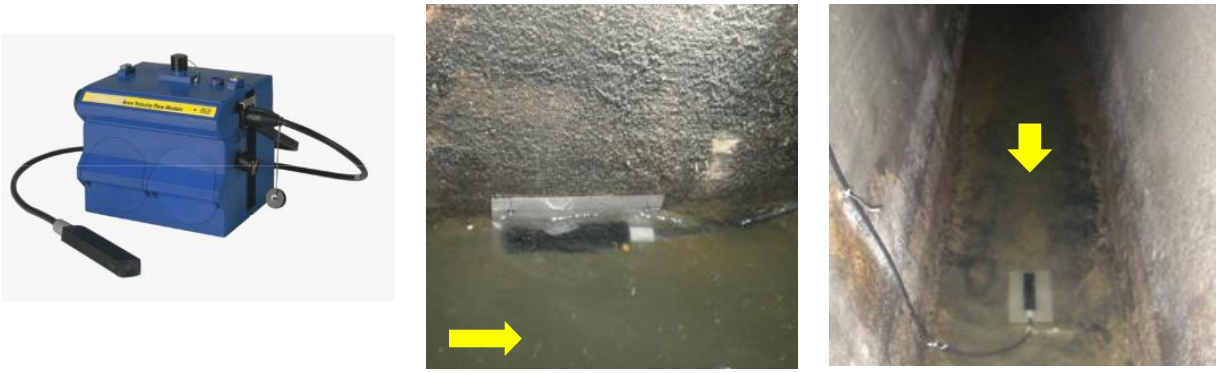
Figure 2-10 : Schéma de l'instrumentation du site de Place de la Bonde

2.2.1.1 **Mesure des débits**

2.2.1.1.1 Représentativité temporelle des débits

Afin d'appréhender la variabilité temporelle des débits, la hauteur et la vitesse sont suivies en continu par des débitmètres de type ISCO 2150 (Figure 2-11 a) sur les trois points de mesure (amont, branche et aval). Ces instruments mesurent la hauteur d'eau par un capteur de pression différentielle immergé (capteur piézorésistif) et la vitesse par effet Doppler. Les débitmètres ISCO 2150 sont utilisés par le laboratoire LEE sur divers types de sites urbains : eaux usées, réseaux séparatifs, rivières urbaines. Le retour d'expériences du laboratoire LEE fait état : de longue période d'utilisation sans panne, d'une mise en œuvre aisée, d'un coût réduit, d'où le choix de ce type de matériel. Les caractéristiques du débitmètre ISCO 2150 sont représentées dans le Tableau 2-4.

Pour les regards amont et aval, les sondes des débitmètres sont fixées sur la paroi du collecteur (Figure 2 9b), en face de la banquette, afin d'éviter des problèmes d'encrassement vu la présence du dépôt sédimentaire dans ce collecteur. Pour la branche de la confluence, la sonde est installée sur le radier et au centre de l'écoulement dans le collecteur longeant la rue Pitre Chevalier (Figure 2 9c).



(a) (b) (c)

Figure 2-11: Débitmètre modèle ISCO 2150, (b) Débitmètre aval, (c) débitmètre sur la branche (Collecteur Pitre Chevalier)

Tableau 2-4 : Caractéristiques du débitmètre 2150 ISCO

Mesure de hauteur d'eau par capteur de pression différentielle	
Gamme de mesure	0,01 à 3 mètres
Précision	0,01 à 1,52 mètres : 8 mm
	Au-dessus de 1,52 mètres : 12 mm
Compensation de température	0 à 50°C
Mesure de vitesse par Doppler	
Gamme de mesure	– 1,5 à 6,1 m/s
Précision	± 0,03 m/s
Angle de tir	20°
Température de fonctionnement	0 à 71 °C
Matériau	PVC, acier inox

2.2.1.1.1.1 Variabilité temporelle de hauteurs et vitesses

Deux approches ont été utilisées pour étudier la variabilité temporelle des hauteurs et de vitesses selon la saison et l'évènement (temps sec et temps de pluie) :

- approche visuelle : représentation graphique par les boîtes à moustaches
- approche statistique : test de comparaison t de Student.

- **Boîtes à moustaches**

Cette représentation graphique peut être un moyen pour approcher les concepts abstraits de la statistique, si l'on pratique son usage sur différents jeux de données. La représentation graphique de la boîte à moustaches utilise cinq valeurs qui résument des données suivantes : le minimum, les trois quartiles Q1, Q2 (médiane), Q3, et le maximum.

On repère sur la boîte à moustaches d'une variable:

- l'échelle des valeurs de la variable, située sur l'axe vertical.
- la valeur du 1er quartile Q1 (25% des effectifs), correspondant au trait inférieur de la boîte,
- la valeur du 2ème quartile Q2 (50% des effectifs), représentée par un trait horizontal à l'intérieur de la boîte,

- la valeur du 3ème quartile Q3 (75% des effectifs), correspondant au trait supérieur de la boîte,
- Les deux moustaches inférieure et supérieure, représentées par les petits traits horizontaux de part et d'autre de la boîte. Ils délimitent les valeurs dites adjacentes qui sont déterminées à partir de l'écart interquartile (Q3 - Q1). L'extrémité de la moustache inférieure est déterminée selon Q1 - 1,5 * (Q3 - Q1). L'extrémité de la moustache supérieure correspond à Q3 + 1,5*(Q3 - Q1).

- **Test t de Student**

Ce test paramétrique repose sur des comparaisons de moyennes. Les procédures de calcul pour ce test sont présentées dans l'Annexe 5.2. Pour tester la variabilité évènementielle, nous avons comparé les données de temps sec avec celles de temps de pluie pour chaque saison et pour chaque point de mesure. Dans ce cas :

- L'hypothèse nulle H_0 est : la différence entre les moyennes de données de temps sec moins celles de temps de pluie est égale à 0
- L'hypothèse alternative H_1 est : la différence entre les moyennes de données de temps sec moins celles de temps de pluie est différente de 0.

Pour tester la variabilité saisonnière, nous nous sommes intéressés à comparer deux à deux toutes les données de temps sec par saison pour chaque point de mesure. Dans ce cas :

- L'hypothèse nulle H_0 est : la différence entre les moyennes de données de temps sec d'une saison moins celles d'une autre saison est égale à 0
- L'hypothèse alternative H_1 est : la différence entre les moyennes de données de temps sec d'une saison moins celles d'une autre saison est différente de 0.

2.2.1.1.1.2 Analyse des relations hauteur-vitesse

Le débit est calculé par le produit de la vitesse moyenne et de la hauteur d'eau. Il est donc intéressant d'analyser la relation entre la hauteur et la vitesse afin de mieux comprendre l'évolution du débit. Les informations concernant les relations hauteur-vitesse pourraient être également utiles pour compléter les analyses des résultats des autres études et/ou expliquer des phénomènes, à savoir :

- la répartition des champs de vitesse
- la répartition des champs de concentrations
- la présence de la couche dense etc …

Nous nous sommes intéressés seulement à analyser les relations hauteur-vitesse sur les trois points de mesure pour des temps secs. On s'intéresse à répondre aux questions suivantes : **L'évolution de la vitesse par temps sec présente-t-elle une reproductibilité comme la hauteur sur chaque point de mesure ? A-t-on la même valeur de vitesse pour une même hauteur d'eau à une même période au cours de différentes journées de temps sec** ? **Est-ce qu'il existe une relation entre la hauteur et la vitesse sur les trois points de mesure ?**

Deux approches ont été utilisées pour répondre à ces questions :

- **Approche statistique** : détermination du coefficient de corrélation linéaire (coefficient de Pearson). Le coefficient de corrélation *r(A, B)* permet de mesurer

l'intensité entre deux variables aléatoires *A* et *B* de même taille. Nous nous sommes intéressés à étudier l'intensité de la liaison qui peut exister entre la hauteur et la vitesse sur les trois points de mesures par temps sec. Il nous donc calculer les coefficients de corrélation.

Le coefficient de corrélation *r(h, U)* ou *r* entre la hauteur *h* et la vitesse moyenne *U* est calculé par la relation suivante :

$$Cov(h,U) = 1/N \sum_{i=1}^{N} (h_i - \overline{h}).(U_i - \overline{U}) \quad (2\text{-}1)$$

$$r(h,V) = \frac{Cov(h,U)}{\sigma_h . \sigma_V} \quad (2\text{-}2)$$

avec $Cov(h,U)$: covariance de *h* et de *U*.

$\overline{h}$ et $\overline{U}$: écarts à la moyenne de *h* et de *U*.

$\sigma_h \; et \; \sigma_U$: écarts-types de *h* et de *U*.

Le coefficient de corrélation *r* varie entre -1 et +1 ; l'intensité de la relation linéaire sera donc d'autant plus forte que la valeur du coefficient est proche de +1 ou de - 1, et d'autant plus faible qu'elle est proche de 0 :

- une valeur proche de +1 montre une forte liaison entre les deux caractères. La relation linéaire est ici croissante (c'est-à-dire que les variables varient dans le même sens)
- une valeur proche de -1 montre également une forte liaison mais la relation linéaire entre les deux caractères est décroissante (les variables varient dans le sens contraire);
- une valeur proche de 0 montre une absence de relation linéaire entre les deux caractères.

- **Approche visuelle** : c'est une analyse complémentaire de l'approche statistique. Cette approche repose sur l'analyse visuelle de l'évolution des hauteurs et de vitesses pendant quelques jours de temps sec ainsi que les boucles formées par la relation hauteur-vitesse sur les trois points de mesure. On s'intéresse à corroborer la présence ou non de déphasage (*ou phénomène d'hystérésis*) entre la hauteur et la vitesse sur les trois points de mesures.

2.2.1.1.1.3 Calcul et évaluation de l'incertitude de débit

Les informations fournies par le débitmètre ISCO 2150 sont la vitesse *U* (m/s) et la hauteur d'eau *h* (m). La vitesse et la hauteur sont affectées l'une et l'autre d'une incertitude de mesure.

Le débit instantané *Q* est calculé par la relation :

$$Q(h) = U.S(h) \quad \textbf{(2-3)}$$

S étant la section mouillée, calculée à partir de la hauteur mesurée h grâce à une relation *S(h)* établie spécifiquement pour chaque point de mesure amont, branche et aval :

$$S(h) = \sum_{j=0}^{m} a_j \, h^j \quad \textbf{(2-4)}$$

avec a_j les coefficients du polynôme et m le degré du polynôme.

Pour différencier la notation du débit Q calculé à partir de la vitesse moyenne du débitmètre ISCO avec celui obtenu par exploration du champ de vitesse, il sera noté Q_{ISCO}.
L'incertitude sur la surface mouillée dépend donc d'une part de l'incertitude sur h et d'autre part de l'incertitude sur la géométrie du collecteur ou les incertitudes types sur les coefficients de la relation liant la surface mouillée et la hauteur.

Les composantes d'incertitudes du débit sont :

- $u(h_s)$ et $u(h_a)$: incertitudes liées aux erreurs systématiques *et* aléatoires sur la hauteur
- $u(U_s)$ et $u(U_a)$: incertitudes liées aux erreurs systématiques *et* aléatoires sur la vitesse
- $u(S)$: incertitudes liées aux erreurs aléatoires sur la mesure des sections mesurées S_i permettant le calcul de la surface mouillée sur toute la géométrie du collecteur.
- $u(a_j)$: incertitudes types sur les coefficients a_i (dans le calcul de la surface mouillée)

Il faut souligner que lors des interventions sur le site de Place de la Bonde, nous avons constaté la présence d'un dépôt sédimentaire au fond de l'écoulement sur les points de mesure amont et aval. Cela peut engendrer une influence sur le calcul de la surface mouillée et donc sur le débit. Des mesures de hauteur de ces dépôts ont été effectuées mais elles n'étaient que ponctuelles. Par ailleurs, la présence de ces dépôts est intermittente. Cela complique le calcul de leur contribution dans la diminution de la section mouillée. Nous n'allons donc pas prendre en compte cette présence de dépôt dans le calcul du débit ainsi que dans l'évaluation de ses incertitudes.

Dans ce cas, en appliquant la loi de propagation des incertitudes au débit :

$$Q_{ISCO}(h) = U \sum_{j=0}^{m} a_j \, h^j \tag{2-5}$$

L'incertitude type u(Q) est calculée par la relation :

$$\begin{aligned} u(Q_{ISCO})^2 = {} & u(U)^2 \left(\frac{\partial Q_{ISCO}}{\partial U}\right)^2 + u(h)^2 \left(\frac{\partial Q_{ISCO}}{\partial h}\right)^2 + u(S)^2 \\ & + \sum_{j=0}^{m} u(a_j)^2 \left(\frac{\partial Q_{ISCO}}{\partial a_j}\right)^2 \\ & + 2 \sum_{j=0}^{m-1} \sum_{k=j+1}^{m} cov(a_j, a_k) \left(\frac{\partial Q_{ISCO}}{\partial a_j}\right)\left(\frac{\partial Q_{ISCO}}{\partial a_k}\right) \end{aligned} \tag{2-6}$$

$$u(h)^2 = u(h_s)^2 + u(h_a)^2$$

$$u(U)^2 = u(U_s)^2 + u(U_a)^2$$

Les différentes composantes d'incertitudes du débit Q_{ISCO} sont résumées dans Tableau 2-5.

Tableau 2-5 : Composantes d'incertitudes du débit Q_{ISCO}

Composante de l'incertitude	Choix et valeur
$u(h_s)$	L'erreur systématique sur la hauteur $u(h_s)$ est nulle pour la branche car le capteur est installé au fond. En amont et en aval, où les capteurs sont installés en paroi, la valeur de $u(h_s)$ est corrigée directement au sein du capteur. Puisque les valeurs fournies sont déjà des valeurs corrigées, $u(h_s)$ est donc nulle. Par conséquent : $u(h) = u(h_a)$
$u(h_a)$	ISCO : $u(h_s)$ est égale à ± 8 mm si h est comprise entre 0,01 à 1,52 m et ± 12 mm au-dessus de 1,52 m.
$u(U_s)$	A vérifier pour l'amont et pour l'aval par l'exploration du champ de vitesse. Ce paramètre est négligé pour le cas de la branche où la vérification du débitmètre n'est pas effectuée.
$u(U_a)$	ISCO : $u(U_a)$ est égale à ± 0,03 m/s pour toute la gamme
$u(S)$	Cette incertitude est liée aux mesures et aux relevés de points permettant la mesure de la géométrie du collecteur. Les mesures ont été effectuées par nous-même. On a fait l'hypothèse d'une incertitude relative de 5%.
$u(a_j)$	$u(a_j)$ dépend des relations $S(h)_i$ pour chaque collecteur.

L'établissement de la relation $S(h)$et le calcul des valeurs $u(a_j)$ et $cov(a_j, a_k)$ sont présentés ci-après.

Nous avons établi la relation $S(h)$ par la méthode des moindres carrés ordinaires à partir de n couples (h_i, S_i) expérimentaux, obtenus par un relevé in situ des couples (y_i, z_i). L'établissement de la relation $S(h)$ avec le calcul des covariances $cov(a_j, a_k)$ fait l'objet de l'utilisation d'un code Matlab spécifiquement élaboré. Les intérêts de cette méthode et le calcul avec le programme Matlab élaboré sont :

- la détermination du degré optimal du polynôme des $S(h)$ par le test de Snedecor (Neuilly et Cetama, 1998; Bertrand-Krajewski *et al*. 2000) qui permet de comparer les variances liées. Les calculs sont donc plus précis que ceux par les moindres carrés effectués sous Excel et cela limitera les incertitudes pour le calcul du débit.
- la détermination de la matrice de covariance des coefficients a_i pour le calcul de l'incertitude liée à ces coefficients.

A titre d'exemple, pour le cas de l'amont, le degré maximal trouvé pour les polynômes est de 5. Nous prenons donc cet exemple de polynôme de degré 5 pour les notations ci-dessous.

Pour le terme $u_1(Q)$, on a :

$$\frac{\partial Q}{\partial U} = S(h) = a_0 + a_1 h + a_2 h^2 + a_3 h^3 + a_4 4 + a_5 h^5 \qquad (2\text{-}7)$$

donc

$$u_1(Q)^2 = u(U)^2(S(h))^2 = u(U)^2(a_0 + a_1h + a_2h^2 + a_3h^3 + a_44 + a_5h^5)^2 \quad (2\text{-}8)$$

Pour le terme $u_2(Q)$, on a :

$$\frac{\partial Q}{\partial h} = U\frac{dS(h)}{dh} = U(a_1 + 2a_2h + 3a_3h^2 + 4a_4h^3 + 5a_5h^4) \quad \textbf{(2-9)}$$

donc

$$u_2(Q)^2 = u(h)^2U^2(a_1 + 2a_2h + 3a_3h^2 + 4a_4h^3 + 5a_5h^4)^2 \quad \textbf{(2-10)}$$

a_i sont des constantes.

Pour le dernier terme $u_3(Q)$, on prend pour $u(a_j)$ et $cov(a_j, a_k)$ les valeurs données dans la matrice C. Ce terme correspond à l'incertitude type liée à chaque régression selon la hauteur. On a les termes suivants :

$$\frac{\partial Q}{\partial a_0} = 1\ si\ a_0 \neq 0, \frac{\partial Q}{\partial a_0} = 0\ si\ a_0 = 0, \frac{\partial Q}{\partial a_1} = h, \frac{\partial Q}{\partial a_2} = h^2, \frac{\partial Q}{\partial a_3} = h^3, \frac{\partial Q}{\partial a_4} = h^4, \frac{\partial Q}{\partial a_5} = h^5. \quad \textbf{(2-11)}$$

donc

$$\begin{aligned} u_3(Q)^2 = {} & u(a_0)^2 + u(a_1)^2h^2 + u(a_2)^2h^4 + u(a_3)^2h^6 + u(a_4)^2h^8 + \\ & u(a_5)^2h^{10} + 2cov(a_0,a_1)h + 2cov(a_0,a_2)h^2 + 2cov(a_0,a_3)h^3 + 2cov(a_0,a_4)h^4 + \\ & 2cov(a_0,a_5)h^5 + 2cov(a_1,a_2)h^3 + 2cov(a_1,a_3)h^4 + 2cov(a_1,a_4)h^5 + \\ & 2cov(a_1,a_5)h^6 + 2cov(a_2,a_3)h^5 + 2cov(a_2,a_4)h^6 + 2cov(a_2,a_5)h^7 + \\ & 2cov(a_3,a_4)h^7 + 2cov(a_3,a_5)h^8 + 2cov(a_4a_5)h^9 \end{aligned} \quad \textbf{(2-12)}$$

La matrice de covariance s'écrit de la façon suivante pour les polynômes de degré 5 :

$$C3 = \begin{vmatrix} u(a_0)^2 & cov(a_0,a_1) & cov(a_0,a_2) & cov(a_0,a_3) & cov(a_0,a_4) & cov(a_0,a_5) \\ cov(a_1,a_0) & u(a_1)^2 & cov(a_1,a_2) & cov(a_1,a_3) & cov(a_1,a_4) & cov(a_1,a_5) \\ cov(a_2,a_0) & cov(a_2,a_1) & u(a_2)^2 & cov(a_2,a_3) & cov(a_2,a_4) & cov(a_2,a_5) \\ cov(a_3,a_0) & cov(a_3,a_1) & cov(a_3,a_2) & u(a_3)^2 & cov(a_3,a_5) & cov(a_3,a_5) \\ cov(a_4,a_0) & cov(a_4,a_1) & cov(a_4,a_2) & cov(a_4,a_3) & u(a_4)^2 & cov(a_4,a_5) \\ cov(a_5,a_0) & cov(a_5,a_1) & cov(a_5,a_2) & cov(a_5,a_3) & cov(a_5,a_4) & u(a_5)^2 \end{vmatrix}$$

Pour le collecteur Barbusse, nous avons considéré que la section du collecteur en amont est égale à celle de l'aval, c'est-à-dire qu'on a la même valeur de section mouillée à une hauteur donnée sur ces deux points de mesure. Les mêmes procédures ont été adoptées pour le collecteur Pitre Chevalier (branche). Les calculs des incertitudes sur les trois points de mesures sont entièrement automatisés sous Excel. Conformément au GUM (NF ENV 13005, 1999), on exprimera l'incertitude finale en % du résultat $Q \pm U(Q)$ de débit au niveau de confiance à 95%.

2.2.1.1.1.4 Profils journaliers types de débits et débits journaliers par temps sec

Le tracé des profils journaliers types de débits permet de faire une analyse critique de leur variation en relation avec l'activité humaine dans le bassin versant étudié.

Le calcul des débits journaliers types sur les trois points de mesure permet de déterminer les apports de débits que représentent les deux canalisations (principale : Quai Barbusse et secondaire : Rue Pitre Chevalier).

La connaissance du débit au niveau du point de mesure aval en particulier, qui est l'exutoire du bassin versant Barbusse permet d'estimer la consommation journalière en eau par équivalent-habitant. Ce débit sera également utile pour le calcul des flux journaliers des paramètres polluants à l'échelle du bassin versant Barbusse.

Le débit journalier correspond au volume total écoulé durant une journée complète (24 h). Le pas de temps de mesure est de 5 mn, ce qui nous a amené à supposer que le débit instantané toutes les secondes pendant 5 mn est constant. Le volume écoulé pendant 5 mn V_i est obtenu en multipliant le débit instantané par 300 (5 x 60s) selon l'équation :

$$V_i = 300 Q_i \quad \textbf{(2-13)}$$

Au cours d'une journée complète, le nombre de données avec un pas de 5 mn est de 288. Le débit journalier est donc calculé par la relation :

$$Q_J = \sum_{i=1}^{288} V_i \quad \textbf{(2-14)}$$

2.2.1.1.2 Etude expérimentale de la répartition des champs de vitesse

Cette étude a pour objectif de comparer les vitesses moyennes obtenues par la méthode de jaugeage par exploration de champs de vitesse (capteur NIVUS) avec celles mesurées en continu par les capteurs ISCO 2150 dans le but de vérifier ces dernières.

Il faut souligner ici que l'étude expérimentale de la répartition des champs de vitesse et des concentrations sur les deux points de mesures amont et aval du site de Place de la Bonde aurait dû être conduite en utilisant les dispositifs « Hydre ». Mais l'utilisation de ces appareils a été finalement abandonnée suite à plusieurs soucis techniques. Les problèmes majeurs ont concerné le prélèvement d'eau usée et le déplacement. Plusieurs solutions ont été essayées pour résoudre ces problèmes mais aucune n'a permis de faire fonctionner correctement le système. La lourdeur des matériels et la vulnérabilité au choc des composants des Hydre ont aussi contribué en grande partie à ces problèmes. En effet, il faut au moins deux personnes pour installer le matériel dans le réseau. Et si au cours de cette installation, le matériel subit un petit choc, cela peut poser un problème, notamment le cas du capteur de déplacement. Cependant, les chocs sont inévitables pendant le transport et surtout pendant le montage dans les réseaux vu la lourdeur des matériels. Il a été également difficile d'anticiper à ces problèmes sur le site car on ne rencontrait pas de problèmes pendant le montage au laboratoire.

Ainsi, pour déterminer la vitesse moyenne d'écoulement à travers une section mouillée, nous avons utilisé un échantillonneur vertical portable pour explorer le champ de vitesse locales d'écoulement V à travers une section mouillée. Ce dispositif met en œuvre deux

courantomètres PVM-PD de marque NIVUS, fixés sur un support vertical et distants de 10 cm (Figure 2-12). Les caractéristiques du courantomètre sont résumées dans le Tableau 2-6. Ce dispositif permet de faire une mesure quasiment en n'importe quel point d'un réseau (que ce soit dans la longueur d'un tronçon ou transversalement dans une section). Le retour d'expérience du groupe GERS au Laboratoire Eau et Environnement de l'IFSTTAR montre de nombreux avantages à l'utilisation des courantomètres PVM-PD de marque NIVUS GmbH : maintenance limitée, facilité de jaugeage. L'inconvénient majeur est que son utilisation nécessite la présence d'un agent dans le collecteur, ce qui limitera toutes nos expérimentations au temps sec.

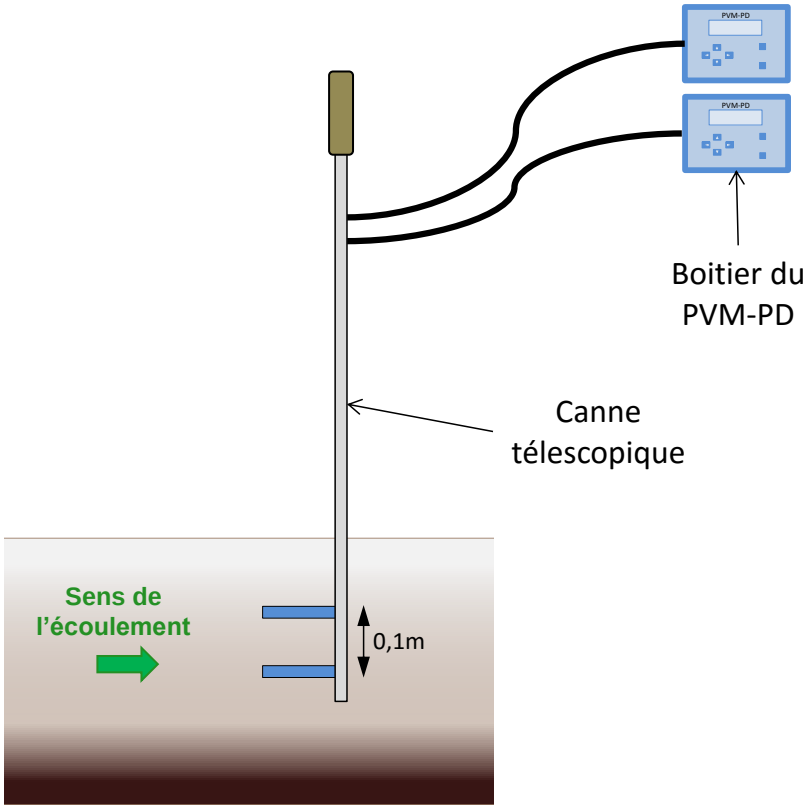


Figure 2-12: Courantomètres portables PVM-PD

Tableau 2-6: Caractéristiques techniques du PVM-PD NIVUS

Plage de mesure	0 – 4m/s
Compensation de température	0 – 50°C (température de stockage : -10 à 60°C)
Minimum de particules pour signal de réflexion	500µm, 100ppm
Précision (c = 1480m/s)	1% de la plage de mesure ou +/- 0,01 m/s. La plus grande valeur est valable

2.2.1.1.2.1 Méthode et représentativité spatiale de mesures

Des mesures ont été réalisées en plusieurs points d'une section verticale selon la hauteur d'eau, depuis le radier vers la surface afin d'obtenir un profil vertical de vitesses sur toute la hauteur. Puis, en répétant l'opération sur les points suivants sur toute la largeur, il est possible d'obtenir la carte de vitesse discrétisée en points de mesure dans une section normale à l'écoulement.

On souligne que l'échantillonnage de vitesses devrait être suffisamment dense et judicieusement réparti pour que le calcul du débit total donne une approximation acceptable du débit réel. Inversement, un échantillonnage inutilement dense, ou mal distribué dans la section, entraînera une perte de temps, un risque accru de variation du régime hydraulique durant la mesure, sans réel gain de qualité de mesure. Il faut donc trouver un compromis le nombre de points de mesures et le temps mis pour les mesures.

La norme NF EN ISO 748 (2009) propose des recommandations sur la position des points de mesures selon le nombre de points choisi. Ainsi, par exemple pour une section de largeur inférieure à 0,5 m, elle recommande d'effectuer des mesures sur un nombre n = 5 de verticales. Toutefois, il faut noter que le placement et le nombre de verticales dépendent de contraintes pratiques et donc peuvent être adaptés selon les besoins. Dans notre cas, la largeur moyenne du chenal principal est de 0,5 m au niveau côté horizontal de la banquette, ce qui demande cinq mesures de profil selon la norme NF EF ISO 748 (2009). Mais en tenant compte du caractère instationnaire de l'écoulement (fluctuations de la hauteur et de la vitesse), il faut trouver un compromis entre le temps mis pour l'échantillonnage et entre le nombre de profils mesurés. Il faut noter également qu'il arrive parfois que de mauvaises mesures soient effectuées à cause des encrassements, ce qui demande de refaire les mesures. Le temps de nettoyage des capteurs quand ils sont encrassés engendre également une perte de temps. En tenant compte de tout cela, nous avons donc essayé de maintenir un nombre minimal de trois profils de vitesses dans le chenal principal au niveau des points de mesures amont et aval. Pour quelques-uns des cas où la hauteur d'eau dépasse le niveau de la banquette, nous avons effectué trois profils de vitesses dans le chenal principal et deux profils de vitesses au-dessus de la banquette. En revanche, nous avons augmenté le nombre de points sur chaque verticale. Cela permet de réduire les erreurs liées à des profils verticaux de vitesses qui sont souvent irréguliers en section étroite, à cause de l'influence des parois. D'après la norme NF EF ISO 748 (2009), le gain en incertitude devient assez faible au-delà de trois points. Le nombre de points de mesure pour chaque profil dépend de la hauteur d'eau pendant l'expérimentation. Ce nombre varie entre quatre à sept pour les mesures dans le chenal principal. Des mesures de trois points sur une verticale sont envisagées au-dessus de la banquette si la hauteur d'eau permet d'effectuer les mesures.

Par mesure de sécurité, il faut éviter que le capteur touche le fond. Pour cela il est équipé d'une petite semelle au fond. Ainsi, dans le cas pratique, il faut souligner que la mesure de « fond » n'est pas réellement effectuée au fond, mais avec le courantomètre positionné en butée basse du support, c'est-à-dire à une distance d'environ 0,02 m par rapport au fond. Il en est de même pour la surface car le capteur ne mesure pas en l'air. Une distance d'environ 0,02 m a été également retenue au-dessous de la surface.

Afin de ne pas dégrader la qualité de la mesure de manière excessive et de réduire les incertitudes sur les mesures, nous avons veillé aux points suivants :

- avant les mesures : s'assurer que les matériels utilisés sont en bon état.
- lors des opérations de mesurage:

- marcher sur la banquette et commencer les mesures en aval afin de perturber le moins possible l'écoulement ;
- repérer le niveau d'eau avant et après les mesures. En effet, les calculs sont effectués en se basant sur la hauteur mesurée au début de la campagne expérimentale. Toutefois, la valeur de la hauteur peut varier au cours du temps;
- s'assurer que la sonde de vitesse est bien perpendiculaire à l'axe de la conduite lorsqu'elle est insérée et respecter sa position par rapport au sens de l'écoulement et au schéma d'exploration du champ de vitesse considéré ;
- en chaque point de mesure, effectuer la mesure de la vitesse deux fois. Cela a été retenu des expériences précédentes (Larrarte, 2006, 2008, 2015). Chaque mesure est la moyenne des vitesses instantanées enregistrée pendant une durée de 10 s en utilisant la fonction moyenne de l'instrument. Ce temps d'exposition est conforme aux préconisations de la norme NF EN ISO 748 (2009) pour les courantomètres électromagnétiques ;
- relever un maximum d'éléments concernant les conditions de réalisation de la mesure (détails sur les différentes étapes, consignation des mesures intermédiaires, photos, dessins, notes…).

Toutes ces informations sont prises en compte pendant le traitement des données pour permettre de valider les données et de pouvoir vérifier les calculs.

2.2.1.1.2.2 Calcul du débit et de la vitesse moyenne

La section est décomposée en un ensemble de sous-sections de surface S_i limitées par les verticales de mesure auquel on affecte une vitesse moyenne V_i.
Le débit partiel q_i pour chaque sous-section est calculé en multipliant la vitesse moyenne V_i par la surface S_i de l'élément correspondant :

$$q_i = V_i S_i \quad \textbf{(2-15)}$$

Le débit total Q est obtenu en faisant la somme des débits partiels q_i calculés pour chaque sous-section. Pour estimer les surfaces S_i et vitesses moyennes correspondantes V_i, nous utilisons la « méthode de la section médiane » proposée par la norme NF EN ISO 748 (2009).
Pour cela, on associe une aire contributive à chaque vitesse mesurée sur un point donné sur chaque verticale par la moyenne arithmétique des aires des rectangles. La surface S_i de chaque sous-section sera considérée comme égale au produit de cette largeur b_i par le tirant d'eau h_i.
Le débit total Q est obtenu en faisant la somme de tous les débits partiels $S_i V_i$, soit le produit de la largeur, de la profondeur moyenne et de la vitesse moyenne sur chaque élément de surface S_i :

$$Q = \sum S_i V_i \quad \textbf{(2-16)}$$

La vitesse moyenne sur toute la section du collecteur est ensuite calculée par la formule suivante :

$$V_{moy} = \frac{Q}{S_m} = \frac{1}{S_m}\sum S_i\, V_i \qquad \textbf{(2-17)}$$

avec S_m la surface mouillée totale de la section du collecteur.
Ici, S_m n'est autre que la somme de tous les éléments de surface S_i.

2.2.1.1.2.3 Calcul d'incertitude sur le débit.

Conformément au GUM (NF ENV 13005, 1999), on exprimera l'incertitude finale en % du résultat $Q \pm U(Q)$ de débit au niveau de confiance à 95%, soit pour rappel avec un facteur d'élargissement égal à 2 : $U(Q) = 2u(Q)$, où l'incertitude-type $u(Q)$ est évaluée selon la norme [ISO 748, 2009] avec l'équation suivante :

$$u^2(Q) = u_s^2 + u_m^2 + \frac{\sum_{i=2}^{m} Q_i^2 \left\{(u^2(b_i) + u^2(d_i) + u^2(V_i)) + \frac{1}{n_i}[u_c^2(V_i) + u_e^2(V_i)]\right\}}{Q^2} \qquad \textbf{(2-18)}$$

avec les composantes d'incertitude suivantes :

- u_s : incertitude liée aux erreurs systématiques qui restent après le meilleur l'étalonnage des appareils de mesure de vitesse, largeur et profondeur ;
- u_m : incertitude liée aux erreurs dues au nombre limité de sous-sections (intégration transversale de la profondeur et de la vitesse) ;
- $u(b_i)$ et $u(d_i)$: incertitudes liées aux erreurs aléatoires de mesure de largeur et de profondeur respectivement ;
- $u_p(V_i)$: incertitude liée aux erreurs aléatoires dues au nombre limité de mesures de vitesse sur la verticale *i* (erreur d'intégration verticale de la vitesse) ;
- $u_c(V_i)$: incertitude liée aux erreurs aléatoires de mesure de la vitesse ponctuelle dues au courantomètre utilisé ;
- $u_e(V_i)$: incertitude liée à la moyenne des fluctuations de vitesse sur le temps d'exposition du courantomètre.

Les différentes composantes d'incertitude sont évaluées à partir des valeurs indicatives données dans l'Annexe E de la norme NF EN ISO 748 (2009). Ces valeurs tabulées peuvent être interpolées linéairement. Nous retiendrons les estimations synthétisées et expliquées dans le Tableau 2-7.

Tableau 2-7 : Composantes d'incertitudes du débit Q_{NIVUS}

Composante de l'incertitude	Valeur en (%)	Choix
u_s	1 %	Les courantomètres NIVUS étant neufs, ils n'ont pas été vérifiés depuis leur réception. La valeur 1% a été prise par défaut en se référant à un courantomètre correctement étalonné.
u_m	8,5 %	Valeur obtenue après interpolation des données d'incertitudes dues au nombre limité de verticales dans la norme NF EN ISO 748 (2009) : Annexe E
$u(b_i)$	2 %	0,5% est la valeur par défaut pour une mesure soignée des largeurs entre verticales et des profondeurs selon la norme NF EN ISO 748 (2009). Etant donné que nos mesures ont été effectuées manuellement avec un réglet, nous avons majoré ces incertitudes à 2%
$u(d_i)$	2 %	
$u_p(V_i)$	2,5 %	NF EN ISO 748 (2009) : incertitude pour cinq points
$u_c(V_i)$	1 %	NIVUS
$u_e(V_i)$	1%	Selon la NF EN ISO 748 (2009), le temps d'exposition minimum accepté est de 10s. Cela a été respecté

2.2.1.2 **Mesure des flux polluants**

2.2.1.2.1 Représentativité temporelle des polluants

Afin d'appréhender la variabilité temporelle des flux polluants, les paramètres suivants ont été suivis en continu sur les trois points de mesure amont, branche et aval.

- **Turbidimétrie**

Les capteurs utilisés sont des Solitax sc (Figure 2-13 a) fabriqués par la société Hach Lange. Ces sondes mesurent la turbidité sur une gamme de 0,001 à 4000 FNU et fonctionnent en mode de diffusion à 90° (néphélométrie) selon la norme (NF EN ISO 7027, 2000). La mesure de la lumière diffusée sous un angle de 90° présente des avantages pour les faibles turbidités. L'intensité lumineuse mesurée par cette technique varie proportionnellement avec la concentration en particules et présente une excellente corrélation avec les analyses de laboratoire. L'intérêt de ce capteur Solitax ts-line sc réside dans le fait qu'il utilise un double faisceau de lumière infra-rouge pour une mesure de turbidité indépendante de la couleur. Par ailleurs, il dispose d'un essuie-glace automatique, limitant les dépôts de salissure et le développement d'un biofilm sur la sonde (micro-encrassement). Les principales caractéristiques techniques de l'appareil sont résumées dans le Tableau 2-8.

Tableau 2-8 : Caractéristiques techniques de Solitax sc Hach Lange

Méthode de mesure	A rayonnement infrarouge double pour la mesure de turbidité indépendamment de la coloration. Mesure de turbidité selon la norme NF EN 27027 (ISO 7027)
Plage de mesure	Turbidité : 0,001 à 4000 FNU
Plage de mesure (température)	de -10 à 200,0 °C, limitée par le matériau du corps du capteur
Exactitude de mesure	Turbidité atteignant 1000 FNU/NTU : sans étalonnage < 5 % de la mesure ± 0,01 FNU/NTU avec étalonnage < 1 % de la mesure ± 0,01 FNU/NTU
Etalonnage	Point zéro réglé à vie départ usine, pente unique pour la teneur en MES
Température ambiante	0 à 40 °C
Temps de réponse	1 s < T90 < 300 s (réglable)

- **Conductimétrie**

La conductivité de l'eau est mesurée à l'aide des conductimètres modèle 3700sc Hach-Lange (Figure 2-13 b). Les principales caractéristiques techniques de l'appareil sont résumées dans le Tableau 2-9. Les capteurs 3700sc Hach-Lange sont des conductimètres inductifs. Les mesures de conductivité sont effectuées en envoyant un courant alternatif à travers une bobine toroïdale qui induit un courant dans l'électrolyte. Ce courant induit génère à son tour un courant dans une deuxième bobine toroïdale, courant proportionnel à la conductivité de la solution. L'avantage primordial de la sonde toroïdale (inductive) réside dans le fait que les bobines ne sont pas en contact direct avec l'effluent. De ce fait, les huiles et autres salissures en faibles quantités n'entravent pas la mesure. Par ailleurs, ce modèle de capteur mesure la conductivité avec une compensation automatique de température.

Tableau 2-9 : Caractéristiques techniques de 3700 sc conductimètre inductif

Composants	Matériau résistant à la corrosion, capteur immergé avec cordon de 6 m
Conductivité	de 0,0 à 200,0 ; de 0 à 2000000 µS/cm
Plage de mesure (température)	de -10 à 200,0 °C, limitée par le matériau du corps du capteur
Température de service	de -10 à 200 °C, limitée par le matériau du corps du capteur et par les éléments de fixation

- **pH-métrie**

Le pH détermine l'acidité, l'alcalinité et la neutralité de l'eau usée. Il traduit le niveau de concentration en ions en ressources en eau, elle exprimée par la formule :

$$pH = \frac{1}{logH^{+}} \tag{2-19}$$

Les pH-mètres utilisés sont le modèle pHD-SC de Hach-Lange (Figure 2-13 c). Ces sondes effectuent la mesure du pH avec deux électrodes (référence et de mesure) combinées dans le même capteur. Les principales caractéristiques techniques de l'appareil sont résumées dans le Tableau 2-10.

Tableau 2-10 : Caractéristiques techniques du pH-mètre pHD SC

Composants	Matériau résistant à la corrosion, capteur immergé avec cordon de 6 m
pH	-2 à 14
Température de service	de – 5 à 70 °C
Température de stockage du capteur	de 4 à 70 °C (de 40 à 158 °F) ; humidité relative de 0 à 95%, non condensable
Compensation thermique	Automatique de –10 à 105 °C
Exactitude de mesure	±0,02 pH
Exactitude thermique	±0,5 °C
Reproductibilité	±0,05 pH



(a) (b) (c)

Figure 2-13: sondes des (a) Turbidimètre modèle Solitax de Hach-Lange, (b) conductimètre modèle 3700SC de Hach-Lange, (c) pH-mètre modèle pHD-SC de Hach-Lange.

Ces appareils (turbidimètres, conductimètres et pH-mètres) ont été installés de façon à ce que les sondes soient protégées dans une manche en toile semi-rigide afin de limiter l'encrassement et le colmatage et plongées dans l'eau usée au centre de l'écoulement à l'aide d'un support fixé à la voute du collecteur (Figure 2-14). Cette méthode de protection avait donné antérieurement de bons résultats de fiabilité sur le site de Duchesse Anne.



Figure 2-14: Installation des sondes de turbidimètrie, conductimètrie et pH-mètrie dans le réseau

2.2.1.2.2 Campagnes 24 h

Les objectifs de la campagne de prélèvement sur 24 h sont de :

- étudier la variation journalière de quelques paramètres polluants par temps sec
- vérifier les paramètres relatifs aux polluants mesurés en continu.

Pour cela, nous avons utilisé deux échantillonneurs portables ISCO 3700 pour les deux points de mesure amont et aval. Cet échantillonneur est équipé d'une pompe péristaltique très robuste avec un détecteur de liquide qui assure la précision et la reproductibilité des volumes prélevés. Chaque prélèvement est automatiquement précédé d'une purge avant et après la prise d'échantillon pour éviter tout risque de contamination. L'embase de ce type d'échantillonneur peut contenir 24 flacons de 1000 ml. Les prélèvements ont été effectués par temps sec aux points de mesure amont et aval. Les points de prélèvement retenus se situent au centre du chenal principal à une hauteur de 0,30 au-dessus du radier.

Les bilans 24h seront réalisés pour les paramètres suivants :

- **le pH** : mesuré par un pH-mètre de laboratoire de marque Radiometer Analytical type pHC3081-8 avec transmetteur TitraLab TIM900.
- **la conductivité** : par un conductimètre de laboratoire de marque Radiometer Analytical type XE130 avec transmetteur MeterLab CDM210.
- **la turbidité** : mesurée par deux types de turbidimètres :

- un turbidimètre qui mesure de turbidité par atténuation, de type Ponsel Acteon sonde TUI et transmetteur Acteon 2000.
- un turbidimètre néphélométrique de type WTW sonde VisoTurb 700 IQ et transmetteur DIQ/S 182.

- **les MES** : par filtration (selon la méthode décrite dans la norme NF EN 872 (2005) sur filtre en fibre de verre préséché et prépesé, séché à 105°C et pesée sur balance de précision. Le volume d'échantillon filtré, variable selon la concentration en MES, est tel que l'accroissement du poids du filtre soit de l'ordre de 10 mg. Les échantillons sont tamisés avant filtration (à 2 mm) afin d'écarter les débris grossiers dont la représentativité n'est pas assurée en raison des faibles volumes filtrés (de 10 à 50 ml)

La concentration en MES est calculée par la relation suivante :

$$MES = \frac{(m' - m)}{V} \qquad (2\text{-}20) \qquad (2\text{-}21)$$

avec MES (mg/l) : concentration des matières en suspension,

m' (mg) : masse du filtre après filtration et séchage,

m (mg) : masse du filtre avant filtration,

V (l) : volume de l'échantillon.

- **la DCO totale** : sur les échantillons filtrés à 2 mm par la méthode micro-HACH selon la norme NF EN ISO 15705 (2002). La DCO est équivalent au volume d'oxygène équivalant à la masse de dichromate de potassium réagissant avec les matières oxydables de l'eau dans les conditions de la méthode. Le mercure, le sulfate d'argent et l'acide sulfurique sont des réactifs auxiliaires. Le temps de réaction est de 2 heures à 148 °C. L'échantillon doit être homogénéisé avant analyse.

- **l'azote ammoniacal (noté NH_4)** selon la méthode décrite dans la norme NF T90-015-2 (2000) : La présence d'azote ammoniacal dans l'eau usée provient principalement de la décomposition rapide de l'urée ($CO(NH_2)_2$) contenue dans l'urine humaine (environ 2% d'urée dans l'urine). La méthode de détermination se fait par la mise en œuvre d'une réaction colorée et d'un dosage en spectrophotométrie d'absorption moléculaire au bleu d'indophénol.
- **les concentrations en anions majeurs Cl^-, SO_4^{2-}et PO_4^{3-}** par chromatographie ionique: Cette méthode d'analyse est basée sur la séparation des anions dans une colonne entre une phase mobile et une phase stationnaire. Chaque soluté injecté sur la colonne est soumis à deux effets antagonistes : un effet d'entraînement par la phase mobile dans laquelle il est soluble, et un effet de rétention par la phase stationnaire avec laquelle il interagit. La séparation et le temps de migration des composés sont donc fonction des différentes affinités de ces composés pour chaque phase. La détection s'effectue par conductimétrie.
- **les concentrations en éléments majeurs Ca, K, Mg et Na** (lesquels correspondent aux cations Ca^{2+}, K^+, Mg^{2+}, et Na^+)**, Si (silicium), Al (aluminium), Fe (fer) et Mn (manganèse)** par spectrométrie d'émission optique (ICP-AES). Cette technique fait appel à la propriété des atomes d'émettre une certaine énergie à une ou plusieurs longueurs d'ondes spécifiques après excitation avec un gaz ionisé (argon). La détermination des éléments dissous se fait après filtration à 0,45µm. La détermination des éléments totaux de l'échantillon avec cet appareil peut se faire directement, si le prélèvement ne contient pas de matières en suspension. Sinon une minéralisation avec mise en solution est nécessaire.

- **Contribution des ions à la conductivité des eaux usées**

L'objectif de cette étude est de quantifier la contribution de chaque espèce ionique dans les eaux usées dans leur conductivité totale. Pour ce faire, nous calculons la conductivité à partir de la contribution des concentrations en ions présents dans les eaux usées selon la loi de Kohlrausch (Equation (1-9). Nous nous sommes intéressé aux ions suivants : calcium (Ca^{2+}), potassium (K^+), magnésium (Mg^{2+}), sodium (Na^+), ammonium (NH_4^+), chlorure (Cl^-), sulfate (SO_4^{2-}), orthophosphate (PO_4^{3-}), carbonate (CO_3^{2-}).

- **Calcul des flux journaliers massiques des espèces ioniques par temps sec**

Par définition, le flux d'un paramètre polluant est le produit de la concentration moyenne de ce polluant par le débit liquide. Dans notre étude, nous nous sommes intéressés à la détermination des flux journaliers massiques des espèces ioniques dans les eaux usées par temps sec au point de mesure aval (exutoire du bassin versant Barbusse). Cela nous permettra d'estimer la pollution journalière rejetée par équivalent-habitant à l'échelle du bassin versant.
Les flux journaliers massiques de chaque espèce ionique ϕ_X en aval (où les prélèvements horaire pendant 24h sont complets) par temps sec sont estimés par la relation :

$$\phi_{JX} = Q_J[X] \qquad (2\text{-}22)$$

Avec Q_J : le débit journalier moyen

$[X]$: la concentration massique moyenne de l'ion *X* au cours d'une journée.

L'incertitude type sur le flux est la combinaison de l'incertitude type sur le débit journalier et de l'incertitude type sur la concentration massique de l'ion :

$$u(\phi_{JX})^2 = u(Q_J)^2 + u([X])^2 \quad (2\text{-}23)$$

En divisant le flux journalier massique par le nombre d'habitant, on obtiendra le flux massique journalier par habitant à l'exutoire du bassin versant.

- **Etablissement des relations MES = f (turbidité) et DCO = f (turbidité)**

L'objectif de cette étude est donc d'établir les relations MES = f (turbidité) et DCO = f (turbidité). Dans notre étude, nous nous sommes intéressés uniquement aux relations de temps sec et seulement pour le point de mesure aval. Les relations MES = f (T) et DCO = f (T) sont établies à partir des valeurs de turbidité des échantillons prélevés pendant 24 h par la méthode des moindres carrés.

Les flux journaliers en MES et en DCO en amont et en aval seront calculés en faisant la somme des produits de la concentration moyenne horaire par le volume journalier moyen horaire pendant une journée, selon les équations suivantes :

$$\Phi_J(MES) = \sum_{i=0}^{24} Q_i C_{MES_i} \quad (2\text{-}24)$$

$$\Phi_J(DCO) = \sum_{i=0}^{24} Q_i C_{DCO_i} \quad (2\text{-}25)$$

2.2.1.2.3 Représentativité spatiale des matières en suspension

Comme dans le cas de la représentativité spatiale des vitesses, l'abandon de l'utilisation des dispositifs « Hydre » nous a amené à choisir un dispositif alternatif. De ce fait, nous avons utilisé un préleveur multipoint vertical. Ce préleveur permet de faire un profil vertical instantané de concentrations en MES. En réitérant l'opération sur plusieurs verticales, on aura la carte de concentration en MES sur toute la section du collecteur. Les mesures sur la représentativité spatiale de MES ont été effectuées aux points de mesure amont et aval.

L'avantage de ce préleveur est qu'il est réglable en hauteur. Une barre métallique assure le maintien et le positionnement des tubes de prélèvement en PVC pour éviter l'obstruction des tubes par le dépôt sédimentaire (au cas où il existe). Les bouteilles sont reliées directement à ces tubes et sont ouvertes pour aspirer l'échantillon d'eau usée. Au début des expérimentations, huit bouteilles ont été utilisées comme l'indique la Figure 2-15 Pour des raisons pratiques, le nombre de bouteilles a été réduit ensuite à quatre. Il présente un inconvénient majeur car son utilisation implique la présence d'un agent dans le réseau, ce qui limite tous nos échantillonnages au temps sec.

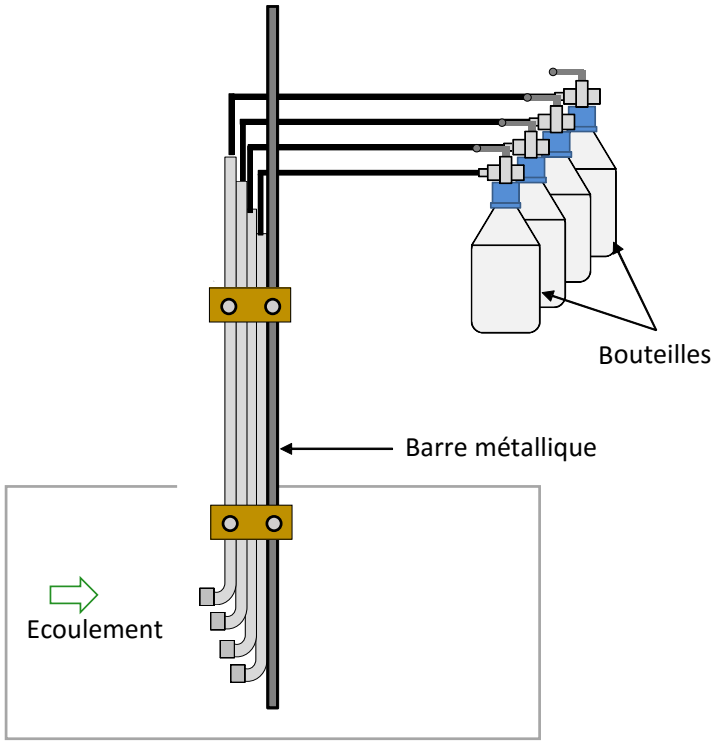


Figure 2-15: Schéma et principe d'installation du préleveur vertical multipoint pendant la mesure sur le site

La traçabilité documentaire des opérations d'échantillonnage a été assurée à toutes les étapes de la préparation de la campagne jusqu'à l'exploitation des données. Cela permet de valider et de vérifier les résultats des analyses.

- **Caractérisation des particules en suspension**

Les analyses effectuées sur les échantillons prélevés au laboratoire sont :

- **les matières en suspension (MES)** ;
- **les matières volatiles en suspensions (MVS)** : par perte de poids de l'échantillon après calcination pendant 2 heures à 550°C, selon la norme NF EN 12879 (2000). La concentration en MVS est obtenue par la relation suivante :

$$MVS = \frac{(m' - m'' + (m''_t - m'_t))}{V} \quad (2\text{-}26)$$

avec MVS (mg/l) : concentration des matières volatiles,

m'' (mg) : masse du filtre après calcination,

m'_t (mg) : masse du filtre témoin après filtration

m''_t (mg) : masse du filtre témoin après calcination.

- **la granulométrie** par diffraction laser en utilisant un granulomètre de type MALVERN Mastersizer MS-1000. L'étude granulométrique permet de quantifier la taille des particules qui constituent les échantillons d'eau usée. L'échantillon est tamisé à 2 mm avant l'analyse pour éviter les risques de colmatage des tubulures de l'appareil. Le granulomètre effectue des mesures par voie humide (échantillon saturé en eau), ce qui permet de faire plusieurs mesures pour un

même échantillon et ainsi d'obtenir la répartition granulométrique d'un échantillon pour les particules comprises entre 0,63 et 4000 µm (étendue de l'appareil). La technique est basée sur la diffraction de la lumière. Elle s'appuie sur la théorie de Fraunhofer dont les conditions sont les suivantes : l'onde incidente est plane, l'ouverture diffractante est plane, on observe le phénomène à l'infini. Lorsqu'un faisceau laser éclaire une particule, on peut observer des franges de diffraction. Selon Fraunhofer, l'intensité du rayonnement diffracté et l'angle de diffraction sont fonction de la taille des particules. Plus la particule est petite, plus l'angle de diffraction est grand. Le principe de mesure est comme suit : un rayon laser, focalisé au micron, traverse le liquide et les particules présentes dans la zone sensible créent une extinction et une rétrodiffusion caractéristiques de leur taille, de leur forme et leur nombre. Le résultat de la mesure est donné en termes de diamètre équivalent et ne tient pas compte de la forme des particules, toujours assimilées à des sphères.

2.2.1.3 **Caractérisation des dépôts sédimentaires**

Cette étude a pour objectif de caractériser, à l'aide de prélèvements ponctuels, les dépôts sédimentaires au niveau des points de mesure amont et aval. Le dépôt au fond de la canalisation est prélevé à l'aide d'un carottier (Figure 2-16), qui est un tube en PVC de 1,5 m de longueur et de 8 cm de diamètre. On prélève le sédiment par la partie inférieure du tube qui est fermé par un morceau de bois. On enfonce le tube jusqu'au fond du canal puis on retire brusquement le morceau de bois. L'eau contenue dans le carottier est ôtée en ouvrant un ou plusieurs des trous localisées sur la paroi verticale du tube. Le dépôt est ensuite récupéré dans une boite et transporté pour être caractérisé au laboratoire. Les paramètres mesurés sont :

- **la masse volumique,** par centrifugation en utilisant une centrifugeuse de type Sigma 6-16. Le résumé de la méthode est comme suit :

- Tamiser les échantillons à 2 mm,
- Procéder à la centrifugation des échantillons pendant environ 20 mn.
- Eliminer totalement du surnageant après centrifugation
- Choisir un pycnomètre propre et sec avec son bouchon correspondant (de volume étalonné V). Peser le pycnomètre avec son bouchon (m_1).
- Re-peser alors le pycnomètre avec son bouchon (m_2).

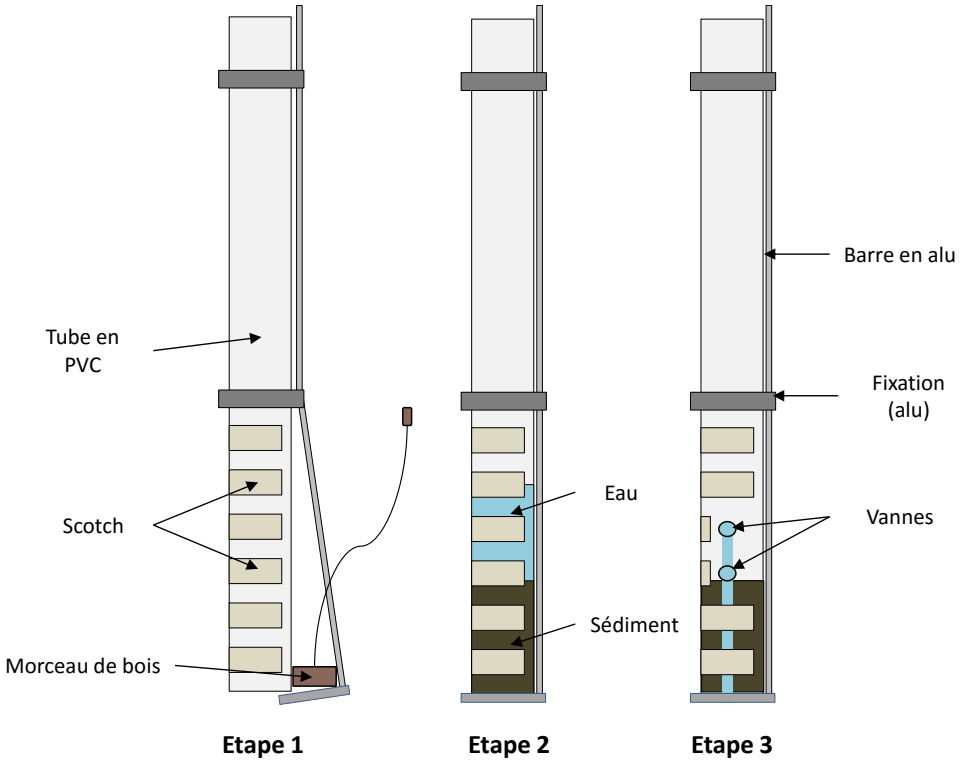


Figure 2-16: Prélèvement du sédiment à l'aide du carottier

La masse de matière centrifugée m_m est déterminée par la formule :

$$m_m = m_2 - m_1 \quad (2\text{-}27)$$

- Remplir le pycnomètre presque jusqu'à ras bord avec une pissette d'eau déminéralisée à température ambiante et le peser: m_3.

Le volume de matière V_m est déterminé par la formule : $V_m = V - V_f$

Avec V : volume du pycnomètre ;

V_f : volume du fluide utilisé, qui se détermine selon la formule suivante :

$$V_f = \frac{m_f}{\rho_f} \quad (2\text{-}28)$$

Avec $m_f = m_3 - m_2$

ρ_f : masse volumique de l'eau

La masse volumique humide du sédiment est déterminée par la relation

$$\rho_{mh} = \frac{m_2 - m_1}{V - \frac{m_3 - m_2}{\rho_f}} \quad (2\text{-}29)$$

Pour la détermination de la teneur en eau on utilise des coupelles en porcelaine (80 mL) dont le poids initial (m_4) est déterminé après qu'elles aient été soigneusement nettoyées et séchées, puis conservées au moins une demi-heure au dessiccateur. Les coupelles sont alors placées à

l'étuve pendant une nuit (pour les sédiments 24h) puis pesées après refroidissement pendant une demi-heure au dessiccateur (m_5). On détermine ainsi le pourcentage d'eau des solides humides:

$$\%_{H2O} = \frac{(m_2 - m_1) - (m_5 - m_4)}{m_2 - m_1} \quad (2\text{-}30)$$

On obtient ρ_{ms} la masse volumique sèche :

$$\rho_{ms} = \frac{\rho_{mh} \times (1 - \%_{H2O})}{1 - \left(\frac{\rho_{mh}}{\rho_{H2O}} \times \%_{H2O} \right)} \quad (2\text{-}31)$$

- **les MVS**

- **la distribution granulométrique**

2.2.1.4 **Suivi de la croissance du biofilm**

L'effet de l'écoulement sur la croissance du biofilm sur les parois des collecteurs est étudié au moyen de coupons en verre et en béton. L'intérêt du verre, qui n'est certes pas représentatif des matériaux utilisés dans les réseaux d'assainissement, est qu'il est possible d'y récupérer le biofilm pour le soumettre à des analyses (masse sèche, taux de cendres, présence de micropolluants). Ceci n'est pas possible sur les coupons en béton, qui eux sont représentatifs de matériaux utilisés dans les réseaux d'assainissement. Il est important de comparer les informations sur la colonisation par le biofilm pour ces deux natures de support.

Il convient aussi de noter que la notion de biofilm utilisée ici est large : il s'agit en fait du dépôt en paroi constitué certes de bactéries et de leurs substances polymériques, mais aussi de différents micro-débris transportés par les eaux résiduaires (fibres de papier toilettes, résidus de nourriture par exemple) qui sont piégés par les aspérités de la paroi et du dépôt pré-existant.

Chaque coupon mesure 0,095 m de large sur 0,095 m de haut. Les coupons en béton ont été fabriqués avec le mélange de sable (300 g), de ciment blanc (marque Axton) (200 g) et d'eau (150 ml) séché à l'air ambiant pendant 24 h. Les trois coupons de verre et de béton sont fixés verticalement sur une plaque support en PVC qui est elle-même fixée à la paroi en face de la banquette du collecteur. La position verticale des coupons a été définie pour étudier l'influence de l'immersion sur la croissance du biofilm (Figure 2-17):

- le plus bas (L) est situé de telle sorte qu'il devrait être immergé en permanence,
- celui du haut (H) est situé de telle sorte qu'il ne sera immergé que lors des évènements pluvieux,
- celui du milieu (M) est situé à une position intermédiaire.

Ces coupons sont relevés et changés puis rapportés au laboratoire selon un intervalle de temps qui se voulait régulier (deux semaines), ce qui n'est pas le cas en pratique à cause des contraintes météorologiques, de main d'œuvre et de maintenance.

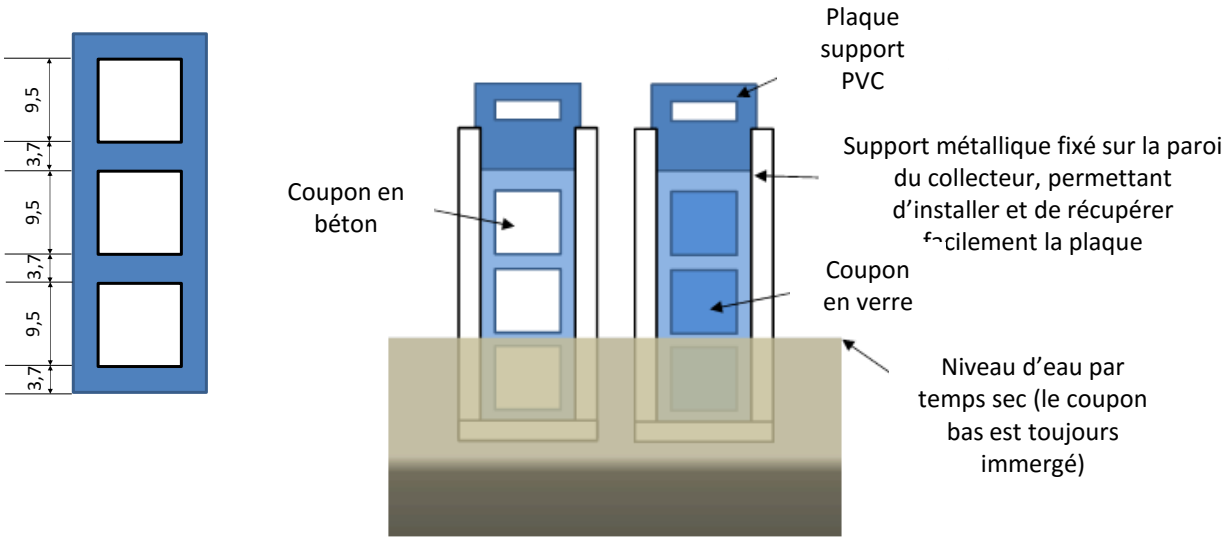


Figure 2-17: Dimension et schéma d'installation des coupons de biofilm en réseau

Les différents paramètres mesurés pour l'étude sont résumés dans le Tableau 3 3.

Tableau 2-11: Les paramètres mesurés sur les coupons de biofilms et les biofilms

Paramètres	Coupons en verre	Coupons en béton
Durée d'immersion	***Oui***	***Oui***
Obscurcissement	Non	***Oui***
Opacité	***Oui***	Non
Matière sèche	***Oui***	Non
Taux de cendres	***Oui***	Non
Taux de matières volatiles sèches	***Oui***	Non
Présence de divers composants minéraux par MEB-EDS-X	***Oui***	Non
ICP-OES	***Oui***	Non

2.2.1.4.1 Durée d'immersion

La durée d'immersion de chaque coupon dans les eaux résiduaires est calculée à partir des données de hauteur d'eau sur les sites de mesures ainsi que les dates d'installation et récupération des coupons.

2.2.1.4.2 Opacité et obscurcissement

Les coupons ont été scannés avec un scanner de type Scanjet 4500c de HP avec une résolution de 600 dpi en niveaux de gris de 8 bits (Milferstedt *et al*. 2008) pour obtenir l'opacité qui est la différence entre le niveau de gris moyen du coupon après et avant son installation pour les coupons en verre. De la même manière, on obtient l'obscurcissement pour les coupons en béton après séchage de ces derniers à 105°C pendant 24h. C'est le seul paramètre mesuré pour ce type de matériau.

2.2.1.4.3 Matière sèche

La matière sèche ou le résidu sec du biofilm sur les coupons en verre est obtenu par une dessiccation à l'étuve à 105°C pendant 24 heures.

2.2.1.4.4 Taux de cendres et de matières volatiles sèches

La matière sèche est constituée de matières minérales ou cendres et de matières organiques ou matières volatiles sèches (MVS). La teneur en cendres et la concentration en MVS sont des taux par rapport à la matière sèche totale. Le taux de cendres est obtenu après calcination de la matière sèche à 550 °C. Le taux de MVS (en %) est égale à 100 moins le taux de cendres (en %). La teneur en cendres [*C(%)*] et la concentration en MVS [*MVS(%)*] sont calculées par les formules suivantes :

$$C(\%) = \frac{p_2}{p_1} 100$$

$$MVS(\%) = 100 - C(\%) \quad \textbf{(2-32)}$$

Avec p_1 est le poids de l'échantillon séché à l'étuve 105°C et
p_2 est le poids du résidu calciné à 550°C.

2.2.1.4.5 Présence de divers composants chimiques

2.2.1.4.5.1 Analyse qualitative

L'analyse de la présence de divers composants chimiques dans le biofilm est effectuée à l'aide d'un microscope électronique à balayage (MEB) de type JEOL JSM-6490LV équipé d'un détecteur à rayon X (EDS-X) au LRGP.

MEB

La MEB est une technique de microscopie basée sur le principe des interactions électrons-matières. Un faisceau d'électrons balaie la surface de l'échantillon à analyser. Lors d'un choc entre les électrons primaires du faisceau et les atomes de l'échantillon, une série d'électrons et rayonnement est arrachée à la matière selon leur domaine d'émission. Les électrons secondaires et rétrodiffusés sont utilisés dans le cas du MEB et les rayonnements X pour la microanalyse. Les électrons secondaires provenant des couches superficielles sont très sensibles aux variations de la surface de l'échantillon et ils permettent donc d'obtenir des renseignements sur la topographie et la morphologie de l'échantillon. Les électrons rétrodiffusés, du fait de leur plus grande énergie, peuvent provenir d'une profondeur plus importante et ils renseignent sur le numéro atomique des atomes atteints par le faisceau. Plus le contraste est important, plus la matière est dense.

Sonde EDS-X

Par interaction des échantillons avec les électrons incidents, des photons X sont émis et l'énergie de ces photons X est caractéristique des atomes dont ils sont issus. L'analyse chimique par EDS-X consiste en une détection de ces photons en utilisant un détecteur solide (Si-Li, en fait une diode en silicium dopé au lithium). Ce type de détecteur a une bonne sensibilité pour les photons ayant une énergie entre 0,2 et 20 keV, c'est-à-dire pour les

éléments à partir du bore (Z = 5), mais le rendement est très faible. Donc seuls les éléments à partir du carbone (Z = 6) sont réellement détectables.

2.2.1.4.5.2 Analyse quantitative

Les principaux composants majeurs détectés par MEB-EDS-X seront quantifiés par spectrométrie d'émission optique (ICP-OES) au LRGP après minéralisation (acide nitrique sous micro-ondes). L'ICP-OES mesure la lumière émise à des longueurs d'onde caractéristiques propre à un élément déterminé à partir d'ions à analyser ayant subi une excitation thermique. Une fois émise, cette lumière est séparée et mesurée dans un spectromètre, donnant une mesure d'intensité qui peut être convertie en concentration élémentaire par comparaison avec des normes de calibrage.

2.2.2 **Site de Duchesse Anne (Nantes)**

Comme indiqué dans le Tableau 2-1, le suivi de la croissance de biofilm est la seule étude qui nous intéresse sur ce site dans cette étude. La méthodologie et les matériels utilisés sont les mêmes que ceux du site de Place de la Bonde (cf. § § 2.2.1.4), sauf qu'il n'y a qu'un seul point de mesure. Les coupons biofilm y sont aussi installés en face de la paroi de la banquette. La hauteur d'eau et la vitesse y ont été suivies en continu par un capteur de type ISCO 2150 qui est installé à environ 10 m en aval des plaques à biofilm (Figure 2-18).



Figure 2-18: Plaques à biofilm installés sur le site de Duchesse Anne

2.2.3 **Site de Maxéville (Nancy)**

2.2.3.1 **Mesure du débit**

2.2.3.1.1 Suivi en continu de la hauteur

Seule la hauteur d'eau est mesurée en continu sur ce site pour calculer le débit. Le matériel utilisé est un capteur ultrasonore aérien de type Mobrey MSP900. Les principales caractéristiques de ce type de matériel sont résumées dans le

Tableau 2-12.

Tableau 2-12: Principales caractéristiques du capteur Mobrey MSP900

Gamme de mesure	0,3 à 12 m
Précision	2,5 mm pour une hauteur inférieur à 0,914 m 0,25% pour une hauteur supérieure à 0, 914 m
	0,25% au-dessus de 0, 914 m
Température ambiante	-40 à 60°C

2.2.3.1.2 Détermination du débit

Rappelons que l'ouvrage est d'une géométrie rectangulaire de 3,10 m de largeur. Pour la détermination du débit en continu, nous avons adopté la méthode suivante : nous disposons des données de deux mois (septembre à novembre 2009) de suivi en continu de la vitesse moyenne mesurée avec un débitmètre ISCO 2150, conjointe avec la hauteur d'eau mesurée avec le Mobrey MSP900. Ces données permettront de déterminer le débit pendant cette période avec la relation :

$$Q = S.U \quad \textbf{(2-33)}$$

avec U la vitesse moyenne et

S est la surface mouillée calculée par la relation

$$S = B.h \quad \textbf{(2-34)}$$

B étant la largeur et h la hauteur d'eau

A partir de ces données, on essaye de vérifier s'il y a une unicité $Q = f(h)$ permettant d'évaluer le débit sur le site. Pour cela, nous utiliserons la formule de Manning-Strickler (Equation (1-19).

2.2.3.1.3 Variabilité temporelle de la hauteur et de débit

La variabilité temporelle (à l'échelle de la semaine, saison) et évènementielle de la hauteur et du débit sera étudiée pendant la période d'étude. Elle sera appréhendée par une analyse visuelle de la chronique et le calcul des débits journaliers selon l'Equation (2-14).

2.2.3.2 **Mesure des flux polluants**

La qualité de l'eau à la fosse d'entrée de la STEP de Maxéville a été suivie en continu par pH-métrie, conductimétrie et turbidimétrie. La méthodologie adoptée et les types d'appareils utilisés sont les mêmes que ceux utilisés pour le site de Place de la Bonde (cf §§ 2.2.1.2). Par contre, les capteurs installés dans le site de Maxéville sont flottants au lieu d'être suspendus à la voûte du collecteur (Figure 2-19). Comme montre la Figure 2-20, un système mobile mais rigide permet de tenir les sondes à une direction perpendiculaire à l'écoulement et à une hauteur constante (10 cm) par rapport à la surface quelle que soit la hauteur d'eau. Deux turbidimètres ont également été installés en fixe.

Une campagne de mesure sur 24 h sera également effectuée pour étudier la variation journalière de la pollution (cf §§ 2.2.1.2.2 pour méthodologie). Une étude comparative avec les résultats du site de Place de la Bonde sera effectuée.



Figure 2-19: Installation des capteurs dans le site de la STEP de Maxéville

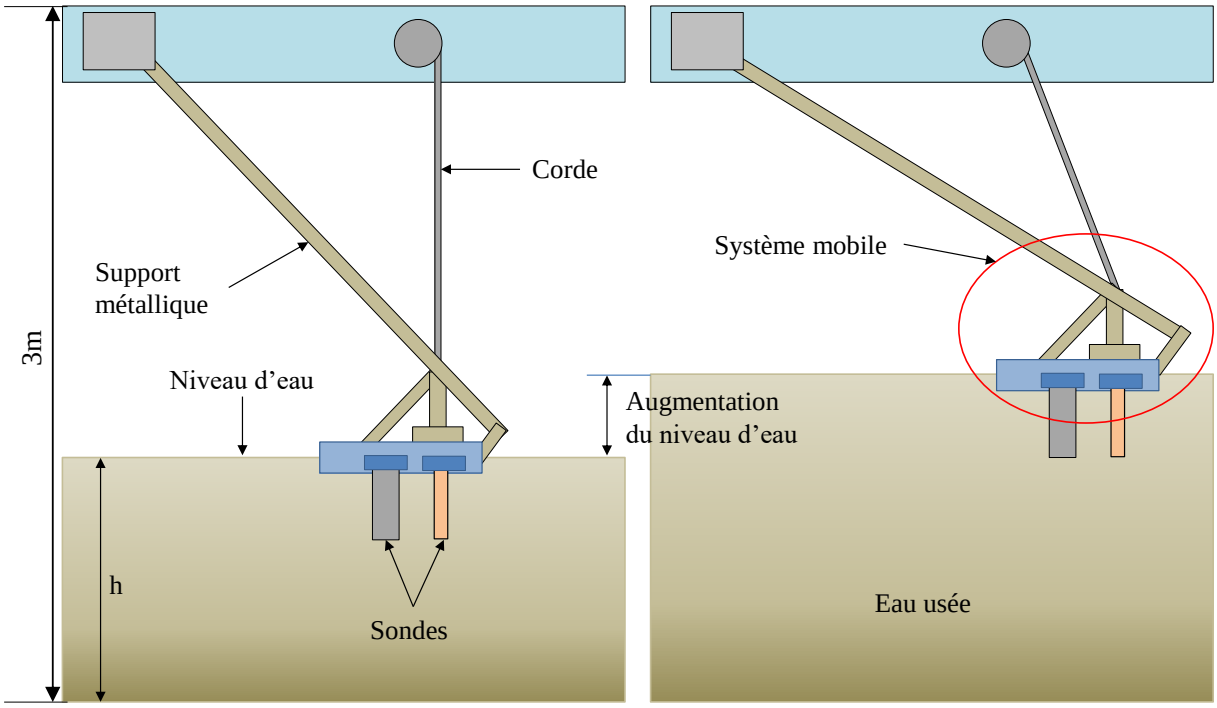


Figure 2-20: Schéma expliquant l'installation des capteurs dans le site de la STEP de Maxéville

2.2.3.3 Vérification des capteurs, étude de l'influence du mode d'installation et de la position des capteurs turbidimétriques.

Les signaux de turbidité sur les points de mesure amont et aval du site de Place de la Bonde sont affectés de bruits importants et d'une saturation très fréquente. Plusieurs tentatives ont été effectuées pour comprendre l'origine et de limiter ces perturbations. Dans cette partie, on va étudier :

- l'état de fonctionnement des capteurs par une vérification sur site. Outre l'étalonnage au laboratoire, la vérification sur site permet de fournir une certaine garantie de fonctionnement de la sonde et de la qualité des données qu'elle fournit. Elle permet entre autres de détecter l'éventuelle dérive du capteur. Cette opération n'a pas pu être effectuée sur le site de Place de la Bonde à cause de la difficulté pour désinstaller et réinstaller les capteurs de la manche en toile dans les réseaux. Cette opération était également lourde en personnel et en temps.
- l'influence du mode d'installation du capteur turbidimétrique sur le signal de turbidité. En effet, la disponibilité de la redondance matérielle (trois turbidimètres) dans notre cas permet d'obtenir avec une bonne confiance une chronique de référence. Cette dernière permet à son tour de juger de la qualité des traitements du signal effectués pour chacun des turbidimètres. Pour ce faire, trois turbidimètres (les deux turbidimètres amont et aval du site de Place de la Bonde dont l'état est à vérifier, et le turbidimètre utilisé en routine sur le site de Nancy sur le bras flottant) seront placés à trois positions différentes et en deux modes (fixe et flottant). On analysera les signaux délivrés par ces trois turbidimètres.

2.3 Validation des données en continu

La validation des données brutes constitue une étape déterminante pour une bonne exploitation et la valorisation ultérieures des résultats. L'objectif de la validation des données est de réduire autant que possible le taux de données non valides.
En raison du très grand nombre de valeurs à traiter et à la subjectivité éventuelle de l'opérateur, une partie des tâches de validation des données est automatisée. C'est la pré-validation des données, qui est réalisée à partir d'un certain nombre de critères rationnels.
Initialement, les données brutes étaient validées uniquement sous Excel. Malgré la simplicité d'écriture des algorithmes mis en place pour la pré-validation et la validation des données, l'utilisation de Excel pour la validation des données n'est pas pratique, notamment lorsque le nombre de données devient important. En effet, le traitement devient très lent et on rencontre souvent des erreurs sur les macros qui peuvent même provoquer un blocage de l'ordinateur. De ce fait, nous avons décidé d'utiliser le logiciel appelé « WISKI », de la société 'Kisters' pour la validation et la qualification de toutes les données en continu. « WISKI » est un logiciel déjà utilisé au laboratoire LEE de l'IFSTTAR pour le traitement et la validation des données hydrologiques et chimiques.

Dans cette section nous allons, dans un premier temps, aborder la stratégie d'acquisition des données de mesure en continu. Dans un deuxième temps, nous traiterons le processus de validation utilisé pour les données en continu (vitesse, hauteur, température, pH, conductivité).
Remarque : Les signaux de turbidité ont été entachés de bruits importants et de saturation de données. Leur validation des données de turbidité fera l'objet d'un paragraphe spécial dans la partie « Mesure des flux polluants » (cf paragraphe 3.2.1).

2.3.1 Stratégie d'acquisition des données en continu

Les mesures de tous les paramètres (vitesse, hauteur, température, pH, conductivité, turbidité) sont enregistrées sur une centrale d'acquisition au pas d'échantillonnage de 5 mn. Les valeurs enregistrées sont les valeurs instantanées. On utilise le même type de transmetteur de type sc1000 de la société Hach Lange pour les deux sites : site de Place de la Bonde et site de Maxéville. Un transmetteur sc1000 autonome est équipé d'un module d'affichage et un module de sonde. Le module de sonde peut être configuré pour accepter jusqu'à huit sondes numériques.

Sur le site de Place de la Bonde (Figure 2-21), on utilise un module d'affichage et deux modules de sonde. On rappelle qu'il y a neuf (9) sondes sur ce site : un pH-mètre, un conductimètre et un turbidimètre sur chaque sous sites amont, branche et aval. Sur le site de Maxéville on n'utilise qu'un module d'affichage et un module de sonde.

Les données sont récupérées par un micro-ordinateur sur le terrain à chaque intervention sur les sites.

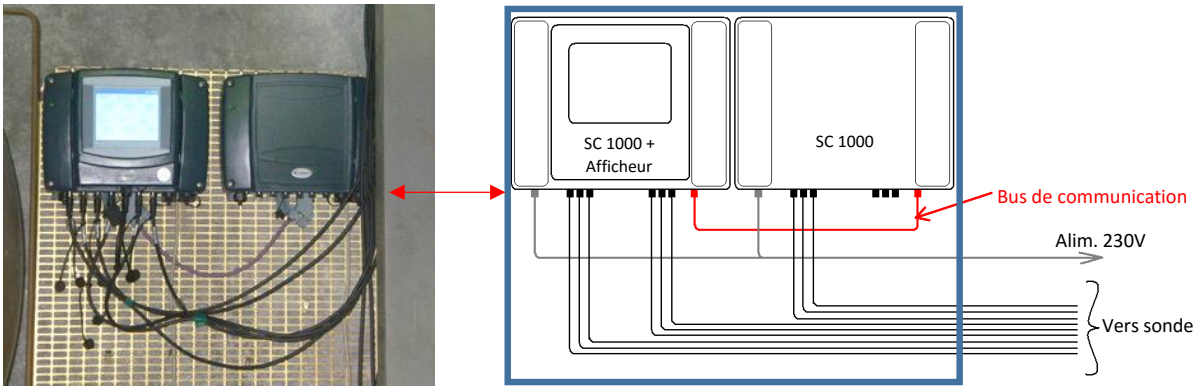


Figure 2-21: Photo et schéma de la centrale d'acquisition sur le site de Place de la Bonde

2.3.2 Procédures de validation des données

Le processus général de validation des données est représenté dans la Figure 2-22 :

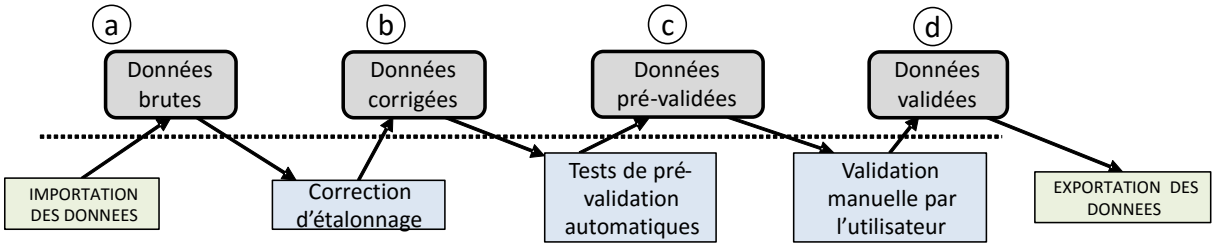


Figure 2-22: Processus de validation des données

Toutes les étapes présentées dans cette figure sont résumées ci-dessous.

2.3.3 Importation et visualisation des données

Toutes les données brutes sont au format .csv. Pour importer les données brutes dans WISKI, nous utilisons le « module d'importation configurable appelé « CFG » dans le logiciel. Chaque paramètre a son fichier CFG spécifique selon le type et la présentation des données

brutes. Une fois importées, les données brutes (ou pré-validées ailleurs) peuvent être directement pré-visualisées ou visualisées graphiquement et/ou sous forme de tableau.

2.3.4 Corrections

La correction constitue l'étape initiale de la validation des données. Les données brutes sont corrigées en tenant compte :

- des éventuelles relations d'étalonnage : cas des capteurs préalablement étalonnés au laboratoire avant leur installation sur le site : pH-mètre, conductimètre et turbidimètre
- des éventuelles corrections d'offset : à titre d'exemple les mesures de hauteur par le capteur ISCO 2150 sur les points de mesure amont et aval engendrent des erreurs systématiques à corriger dues à leur installation sur la paroi.

2.3.5 Pré-validation automatique et qualification des données

2.3.5.1 Qualification des données

Quand les données ne sont pas encore validées, elles sont codées par défaut : « inconnu ». Les codes qualité, clef ainsi que les codes couleur utilisés dans WISKI pour la qualification automatique de données pré-validées sont représentés dans le Tableau 2-13.

Tableau 2-13: Qualification des données

Code qualité	Clef	Code couleur
Bon	0	vert
Douteux	40	orange
Mauvais	80	magenta
Non représentatif	120	jaune
Inconnu	200	gris
Manquant	255	rouge

2.3.5.2 Les tests de pré-validation

Les tests de pré-validation sont spécifiques pour chaque type de mesurande. Selon le type de paramètre, nous appliquons aux données brutes des tests de pré-validation automatiques. Pour cela, on utilise des algorithmes, appelés « agents » ou « script » dans le logiciel WISKI. En se basant sur l'expérience sur la validation des données effectuée initialement avec Excel et la connaissance du site, nous avons retenu comme agent de validation automatique pour tous les capteurs les critères sur les étendues physiques de la mesure des capteurs et les étendues réalistes locales pour les différentes grandeurs.

2.3.5.2.1 L'étendue physique de la mesure du capteur sur un site donné

Les valeurs mesurées ne peuvent pas dépasser une gamme physique avec un capteur donné sur un site donné. Le but de ce test est d'identifier toute valeur fournie par un capteur et qui dépasserait la limite inférieure ou supérieure de l'étendue de mesure. A titre d'exemple, la gamme physique de la hauteur d'eau au niveau du sous-site amont (0,01 à 2,24 m) a été définie comme suit : la gamme de mesure du capteur ISCO 2150 est de 0,01 à 3 m ; le seuil inférieur (0,01 m) est donc tiré de cette gamme et le seuil supérieur (2,24 m) indique la hauteur maximale du collecteur sur ce point. Pour la turbidité, la plage de mesure de la sonde

est de 0,001 à 4000 FNU, mais dans notre processus de validation, nous avons limité la valeur maximale à 2000 FNU qui est la valeur maximale de turbidité de l'étalon utilisé pendant l'étalonnage. Pour la conductivité et pH, les intervalles retenus sont les gammes physiques qui peuvent être mesurés par les capteurs (Tableau 2-14). Les valeurs qui se situent en dehors de ces intervalles (c'est-à-dire inférieures au minimum et supérieures au maximum) reçoivent la qualité : « mauvais ». L'ensemble des valeurs retenues pour les différentes grandeurs est résumé dans le Tableau 2-14.

Tableau 2-14: Etendues physiques pour les différents capteurs

Localisation	Seuil	Hauteur (m)	Vitesse (m/s)	Turbidité (FNU)	Conductivité (µS/cm)	Température (°C)	pH
Amont	Min	0,01	0,025	0,001	0	0	0
	Max	2,24	3	2000	2500	100	14
Branche	Min	0,01	0,025	0,001	0	0	0
	Max	1,80	3	2000	2500	100	14
Aval	Min	0,01	0,025	0,001	0	0	0
	Max	2,24	3	2000	2500	100	14

La Figure 2-23 présente un exemple montrant la pré-validation automatique des données de vitesse en amont par le test de l'étendue physique du capteur. En pointant sur la donnée sur la fenêtre de graphique (Figure 2-23 a), sa valeur correspondante ainsi que sa qualité s'affichent directement sur la fenêtre tableau à son côté droit. En agrandissant la figure (Figure 2-23 b), on voit nettement le code couleur de la qualité des données mauvaises. Un commentaire sur la donnée apparaît lorsqu'on met le curseur sur la barre de contrôle de la qualité des données.

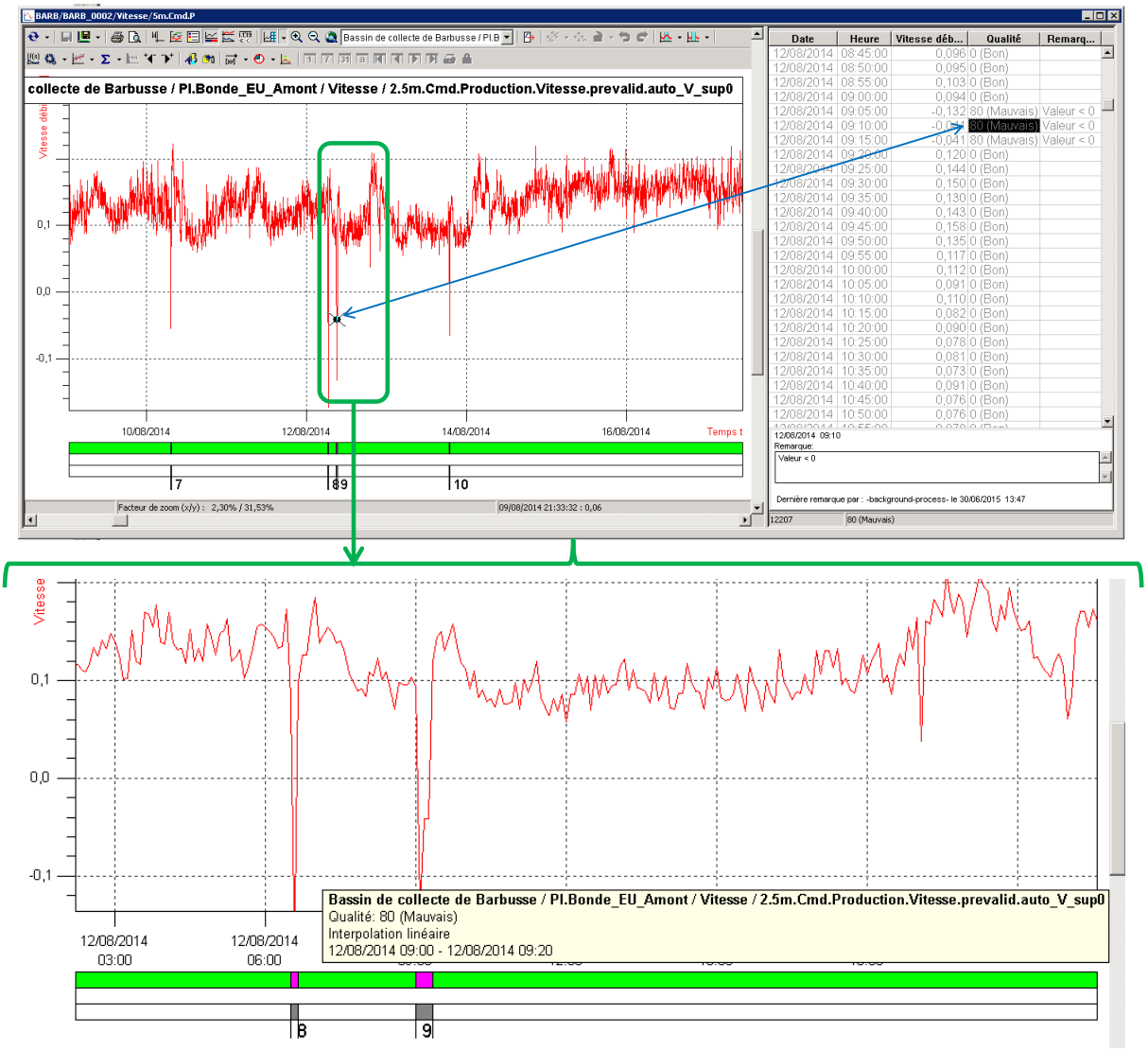


Figure 2-23: Exemple montrant la pré-validation automatique des données de vitesses en amont par le test sur l'étendue physique du capteur

2.3.5.2.2 Etendues réalistes locales

Ces valeurs ne dépendent pas seulement des capteurs mais surtout du site. L'étendue représente un intervalle dans lequel se situent habituellement les valeurs de la grandeur mesurée avec un niveau de confiance de 95%. Une valeur située en dehors de ces bornes reçoit la qualité « douteux » en phase de pré-validation. Pour les données de paramètres de qualité, l'objectif de cette validation consistera à détecter si l'on est en face d'une dérive du capteur ou bien d'un rejet particulier. Les valeurs limites ont évolué progressivement au fur et à mesure des informations disponibles et des connaissances du site. Les valeurs qui sont en dehors de ces intervalles sont considérées comme douteuses et reçoivent la qualité « douteux ». L'ensemble des valeurs retenues pour les différentes grandeurs sont résumées dans le Tableau 2-15.

Tableau 2-15 : Etendues réalistes locales pour les différentes grandeurs (bornes de l'intervalle 95%)

			Hauteur	Vitesse	pH	Conductivité	Température
			m	m/s	…	µS/cm	°C
Amont	Temps de pluie	Min	0,41	0,08	4,5	8	17
		Max	0,66	0,22	7,7	1169	22
	Temps sec	Min	0,43	0,07	6,0	250	13
		Max	1,76	0,31	8,2	1241	20
Branche	Temps de pluie	Min	0,09	0,10	4,7	42	17
		Max	0,32	0,49	7,7	435	22
	Temps sec	Min	0,10	0,11	5,9	115	13
		Max	1,41	0,53	8,4	943	20
Aval	Temps de pluie	Min	0,28	0,08	4,6	5	17
		Max	0,54	0,54	7,8	975	22
	Temps sec	Min	0,29	0,16	6,0	552	13
		Max	1,60	0,57	8,5	1771	20

2.3.6 **Validation visuelle et manuelle**

Les données ainsi pré-validées sont examinées visuellement et éventuellement validées manuellement avec l'assistance d'un outil graphique dans le logiciel qui met en évidence les défauts détectés. On peut aussi ajouter librement des commentaires ou des remarques dans le tableau (Figure 2-24). Dans l'exemple présenté dans la Figure 2-24, on a observé des signaux anormaux de vitesses alors que les données ont été qualifiées « bon » puisqu'elles se situent dans les intervalles définis pour les critères de l'étendue physique du capteur. Lors de l'intervention sur le site de Place de la Bonde, on a vu que le capteur était encrassé par les macro-déchets. Il faut donc procéder à la validation manuelle pour qualifier ces données. Pour cela, on délimite l'intervalle de temps pendant lequel la sonde a été encrassée et on qualifie les données comme « mauvais ».

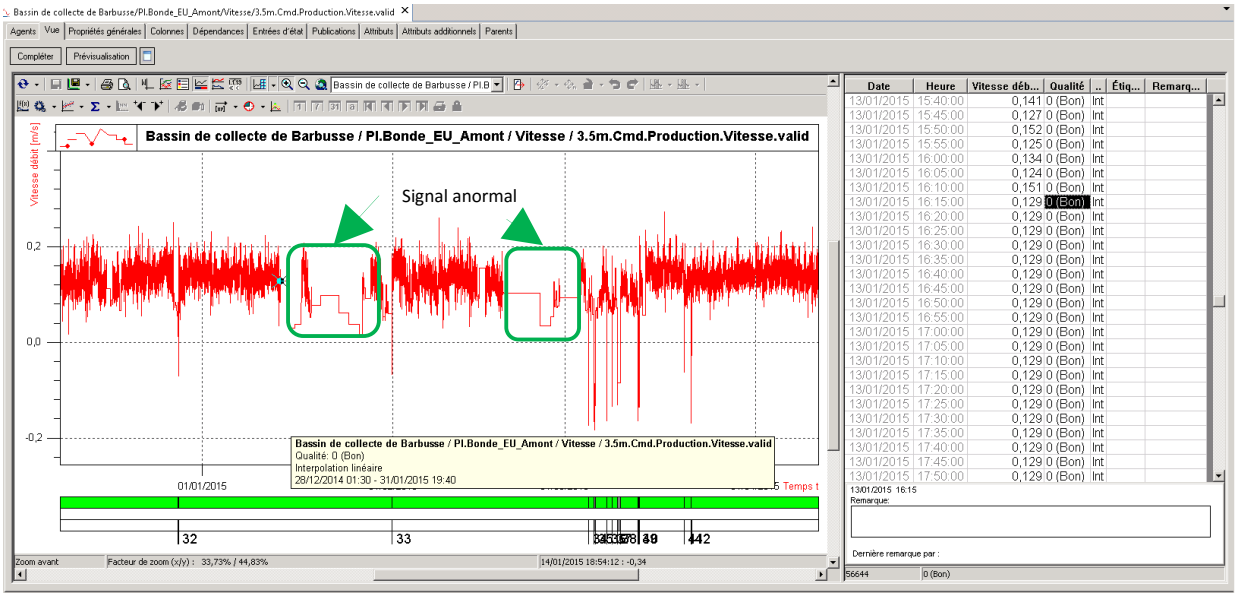


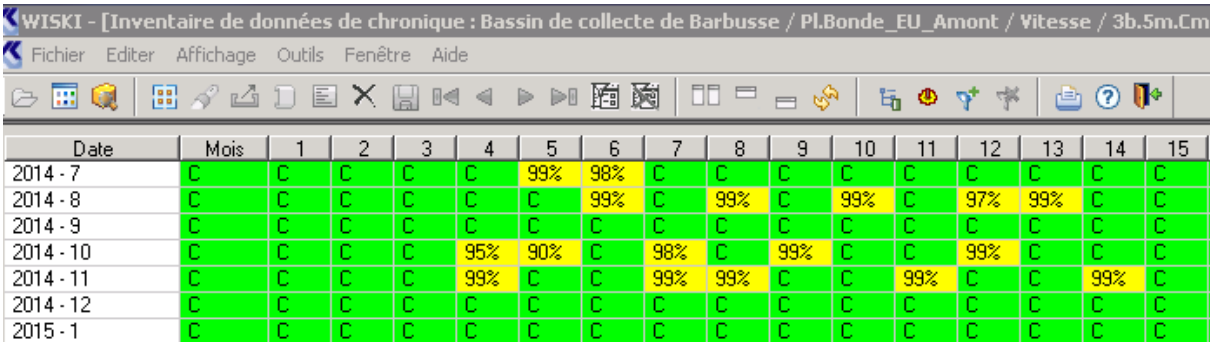
Figure 2-24: Exemple de validation visuelle des données de vitesses en amont (a)

Comme pour d'autres logiciels de traitement, on peut ouvrir plusieurs chroniques sur un même graphique. Cela permet d'analyser et de co-valider visuellement les données issues de capteurs différents (par exemple : le pH et/ou la conductivité et/ou la turbidité en fonction de la hauteur et/ou le débit et/ou les précipitations).

2.3.7 Exportation des données

2.3.7.1 Inventaire des chroniques

Le logiciel WISKI permet d'afficher la disponibilité des données et les statistiques de toutes les données que ce soient brutes, pré-validées ou validées. L'affichage de ces statistiques peut être configuré soit par jour, soit par mois ou par année en définissant l'intervalle voulu. La qualité des données affichées est également à choisir. La Figure 2-25 montre un exemple de statistique de données de vitesse validées journalières sur le point de mesure amont en choisissant les données « valides ou bonnes ». Les cases colorées en vert indiquent que toutes les données pendant le jour indiqué sont valides ou bonnes. Les cases en jaunes contiennent des données « mauvaises » ou « douteuses » et le pourcentage affiché est celui des données « valides ou bonnes ».



Date	Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
2014 - 7	C	C	C	C	C	99%	98%	C	C	C	C	C	C	C	C	C
2014 - 8	C	C	C	C	C	C	99%	C	99%	C	99%	C	97%	99%	C	C
2014 - 9	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
2014 - 10	C	C	C	C	95%	90%	C	98%	C	99%	C	C	99%	C	C	C
2014 - 11	C	C	C	C	99%	C	C	99%	99%	C	C	99%	C	C	99%	C
2014 - 12	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
2015 - 1	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C

Figure 2-25: Exemple de statistiques de données de vitesses validées journalières en amont

2.3.7.2 Exportation des chroniques

Comme pour l'inventaire des données, toutes les données (brutes ou pré-validées ou validées) peuvent être exportées. Les intervalles des données à exporter sont aussi à définir. Le format d'exportation des chroniques sur WISKI est équivalent au « Module d'export Microsoft Excel ». Les données affichées dans le tableau sur WISKI peuvent être également copiées et collées directement sur une feuille Excel ou sur d'autres logiciels de traitement.

Dans WISKI, tous les paramètres du tracé du graphique tels que les axes, la légende, la forme etc… peuvent être réglés et personnalisés. Les paramètres de mise en page du graphique peuvent être enregistrés en tant que « graphique standard personnalisé ».

Chapitre 3 :
Résultats

3. Chapitre 3 : Résultat

Ce chapitre est consacré à la présentation de tous les résultats recueillis tout au long de notre travail de recherche afin de répondre d'apporter des éléments de réponses aux problématiques de la thèse.

Ce chapitre est divisé en trois grandes parties :

- La première grande partie traite les mesures des débits sur le site expérimental Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville. On représente les résultats sur la variabilité temporelle de débits sur ces deux sites expérimentaux. On traite également la représentativité spatiale des débits sur les deux points de mesure amont et aval du site de Place de la Bonde.
- La deuxième grande partie concerne les mesures des flux polluants. Elle se divise elle-même en six parties :
    - Validation des données de turbidité sur les points de mesures amont et aval du site de Place de la Bonde
    - Représentativité temporelle des paramètres polluants (pH, conductivité et turbidité) sur le site de Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville
    - Etude de la variabilité journalière des principaux paramètres polluants sur le site de Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville
    - Représentativité spatiale des concentrations en MES sur les deux points de mesure amont et aval du site de Place de la Bonde
    - Etude des caractéristiques des solides sur les deux points de mesure amont et aval du site de Place de la Bonde
    - Une analyse combinée de différents jeux de données sur les deux points de mesure amont et aval du site de Place de la Bonde
- La troisième et dernière partie est consacrée à l'étude de l'influence de la variabilité de la vitesse sur le comportement du biofilm en réseau d'assainissement.

3.1 Mesures des débits

Cette étude est réalisée sur les données du site de Place de la Bonde (Nantes) et celles du site de la STEP de Maxéville (Nancy). Dans la première partie, nous traitons le site de Place de la Bonde et en seconde partie le site de la STEP de Maxéville. L'étude de la débitmétrie sur le site de Duchesse Anne n'est pas dans le cadre de cette thèse. Néanmoins, une sous-partie (cf §§ 3.1.3) est consacrée à ce site dans ce chapitre afin de montrer les gammes de valeurs de vitesse et de hauteur. Ces informations seront utiles pour l'étude du biofilm.

3.1.1 Site de Place de la Bonde

Sur ce site, l'objectif est d'appréhender à la fois la représentativité temporelle et spatiale de débits. On va sectionner cette étude en cinq parties :

- Dans la première partie, on va aborder les analyses de l'évolution temporelle des hauteurs et vitesses sur les trois points de mesure : amont, branche et aval.
- La deuxième partie s'intéresse à la variabilité saisonnière et évènementielle (temps sec et temps de pluie) de ces paramètres et aux relations hauteur-vitesse sur les trois points de mesures.
- La troisième partie est consacrée à la variabilité temporelle de débits par temps sec avec l'évaluation des différentes composantes d'incertitudes sur ces débits.
- La quatrième partie s'intéresse à relier les informations sur les débits avec l'activité humaine dans le bassin versant.
- Dans la cinquième partie, notre étude porte sur la vérification de la vitesse moyenne mesurée en continu par les capteurs ISCO 2015 par le jaugeage par exploration des vitesses ainsi que la détermination des débits avec l'évaluation des incertitudes. Cette étude concerne uniquement les deux points de mesures amont et aval.

Dans la suite du rapport, nous retenons les notations suivantes pour certains figures et tableaux : « am » : amont, « br » : branche et « av » : aval.

3.1.1.1 Variabilité temporelle des hauteurs et des vitesses

Le Tableau 3-1 résume les jeux de données en continu acquises pour cette étude avec la date des changements de saisons.

Tableau 3-1 : Dates des saisons en 2014 et 2015 et données en continu disponibles

Année	Saison	Période
2014	Printemps	20 mars - 20 juin
2014	Eté	21 juin - 21 sept
2014	Automne	22 sept - 21 déc
2014-2015	Hiver	22 déc - 20 mars
2015	Printemps	21 mars - 20 juin
2015	Eté	21 juin - 22 sept

La Figure 3-1 présente un extrait de chroniques de hauteurs et de vitesses sur les trois points de mesures en fonction des précipitations pendant quelques journées de temps sec et de temps de pluie. Pour les jours de temps sec, on observe pour les trois points de mesure que la

hauteur d'eau suit un cycle quotidien en relation directe avec l'activité humaine. Deux pics remarquables de hauteur d'eau apparaissent au cours d'une journée : un premier vers 07h00 du matin et un deuxième moins accentué par rapport au premier vers 19h30. On peut également noter les variations importantes de la hauteur et de vitesse dès qu'un événement pluvieux survient.

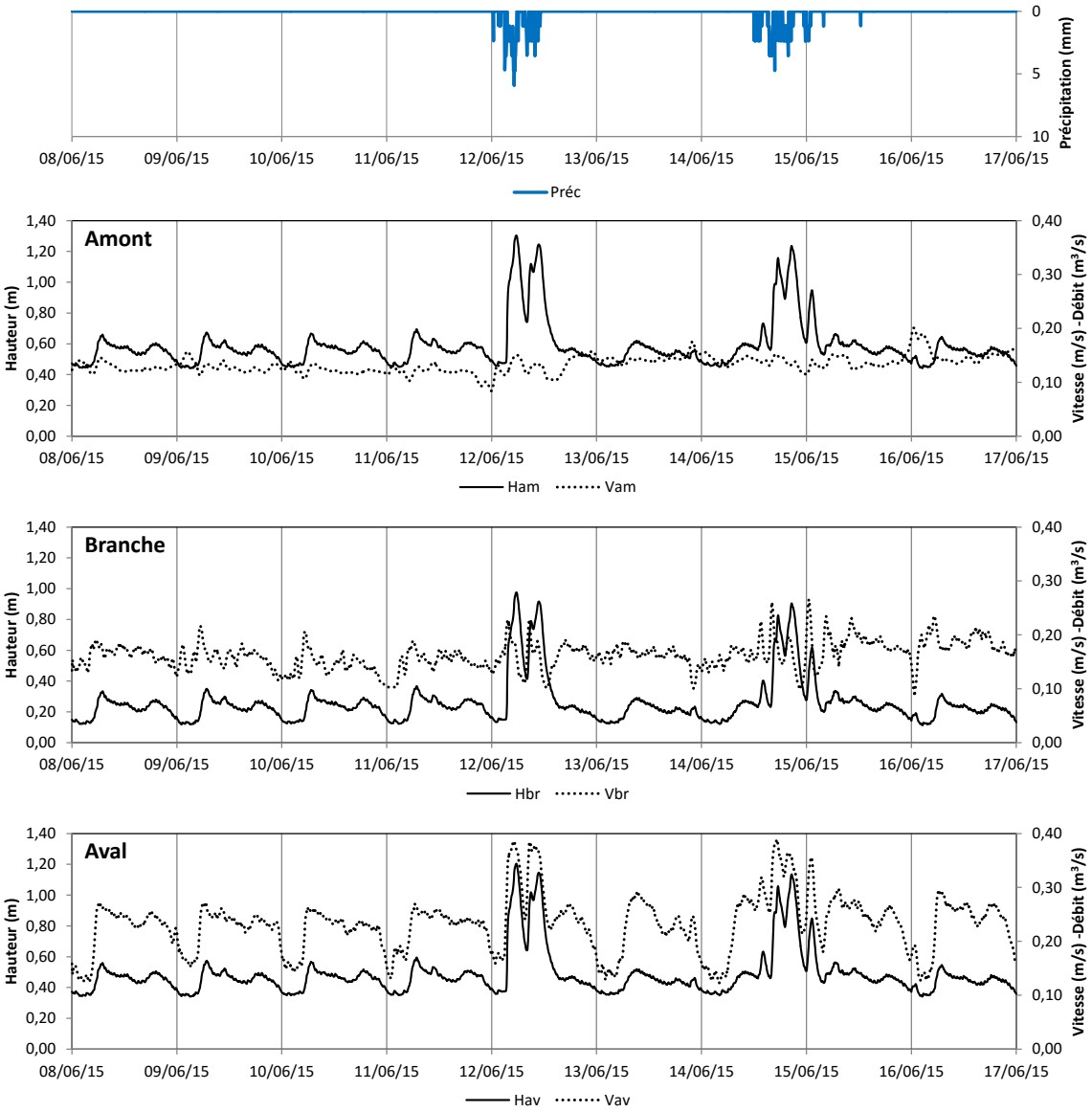


Figure 3-1: Exemples de chroniques de hauteurs, vitesses et débit

Dans cette section, nous nous sommes intéressés à la variabilité saisonnière et évènementielle des données de hauteurs et de vitesses sur les trois points de mesures amont, branche et aval. Pour cela, deux approches ont été adoptées :

- distribution et représentation graphique à l'aide des boîtes à moustaches
- application du test t de Student pour la comparaison des moyennes.

Tous les calculs ont été effectués uniquement avec les données validées. La distribution des données selon les saisons et les évènements est représentée dans les Figure 3-2 et Figure 3-3 à l'aide de boîtes à moustaches.

3.1.1.1.1 Variabilité saisonnière et événementielle, gammes de hauteurs

- **Gammes de mesures**

Pour l'amont, la hauteur par temps de pluie pendant le printemps 2015 atteint en moyenne 1 m alors qu'elle n'est comprise qu'entre 0,55 à 0, 65 m pour toutes les autres saisons. Par temps sec, la hauteur amont se situe entre 0,45 à 0,54 m pour toutes les saisons, la hauteur branche entre 0,16 à 0,22 m et la hauteur aval entre 0,33 à 0,44 m. Une différence moyenne de 0,12 m a été trouvée entre la hauteur amont et aval sur toutes les valeurs. Pour l'ensemble, on remarque que les hauteurs pendant les périodes estivales sont les plus faibles. Ceci est principalement dû au fait qu'une partie de la population s'absente pendant cette période et que la quantité d'eau usée générée diminue.

- **Variabilité évènementielle**

Les boîtes à moustaches (Figure 3-2) révèlent une nette différence entre les données de temps sec et de temps de pluie pendant chaque saison sur les trois points de mesure amont, branche et aval. En effet, les écarts interquartiles sont plus étalés vers les valeurs plus grandes pour les données de temps de pluie que pour les données de temps sec. Cela montre les grandes variations et augmentations des eaux pendant les évènements pluvieux.

Ces observations sont confirmées par le test de Student. Les degrés de signification associés au test de Student t pour toutes les saisons sur les trois points de mesure sont inférieurs à 0,001, c'est-à-dire inférieurs à la valeur du seuil de confiance choisi ($\alpha = 0,05$). Ainsi, l'hypothèse nulle H_0 est rejetée et on retient l'hypothèse alternative H_1. On peut donc conclure que pour toutes les saisons, les moyennes de données de temps sec sont significativement différentes de celles de temps de pluie sur les trois points de mesure : amont, branche et aval. A titre d'exemple, pour le point de mesure amont, les valeurs de Q1 et Q3 par temps sec sont respectivement de 0,50 m et 0,65 m pendant l'hiver 2014 – 2015, soit respectivement à des taux de remplissages de 22% et 29%. Pour les temps de pluie, les valeurs de Q1 et Q3 sont respectivement de 0,55 m et 1,10 m, soit respectivement à des taux de remplissages 25% et 49%.

- **Variabilité saisonnière**

Des différences sont visualisées sur les boîtes à moustaches (Figure 3-2) pour les hauteurs d'eau selon la saison, que ce soit pour les données de temps sec ou pour les données de temps de pluie sur les trois points de mesure. Cette variabilité saisonnière est beaucoup plus marquée pour les jours de temps de pluie que pour ceux de temps sec. Pendant le printemps 2015, qui a été marqué par des pluies fréquentes et intenses dans la région nantaise, les hauteurs par temps de pluie sur les trois points de mesure sont supérieures à celles des autres saisons. A titre d'exemple, pour l'amont la hauteur médiane par temps de pluie est de 0,95 m pendant le printemps 2015. Celle qui suit cette hauteur en printemps est celle de l'hiver 2015, avec une valeur médiane de 0,65 m.

Le test de Student t a conduit à des degrés de signification inférieurs à 0,001 (inférieur au seuil de confiance 0,05) pour chaque comparaison effectuée deux à deux des hauteurs de chaque saison sur les trois points de mesures. Cela confirme que la variabilité saisonnière est significative à un seuil de 5% pour toutes les périodes délimitant les saisons étudiées sur les trois points de mesure.

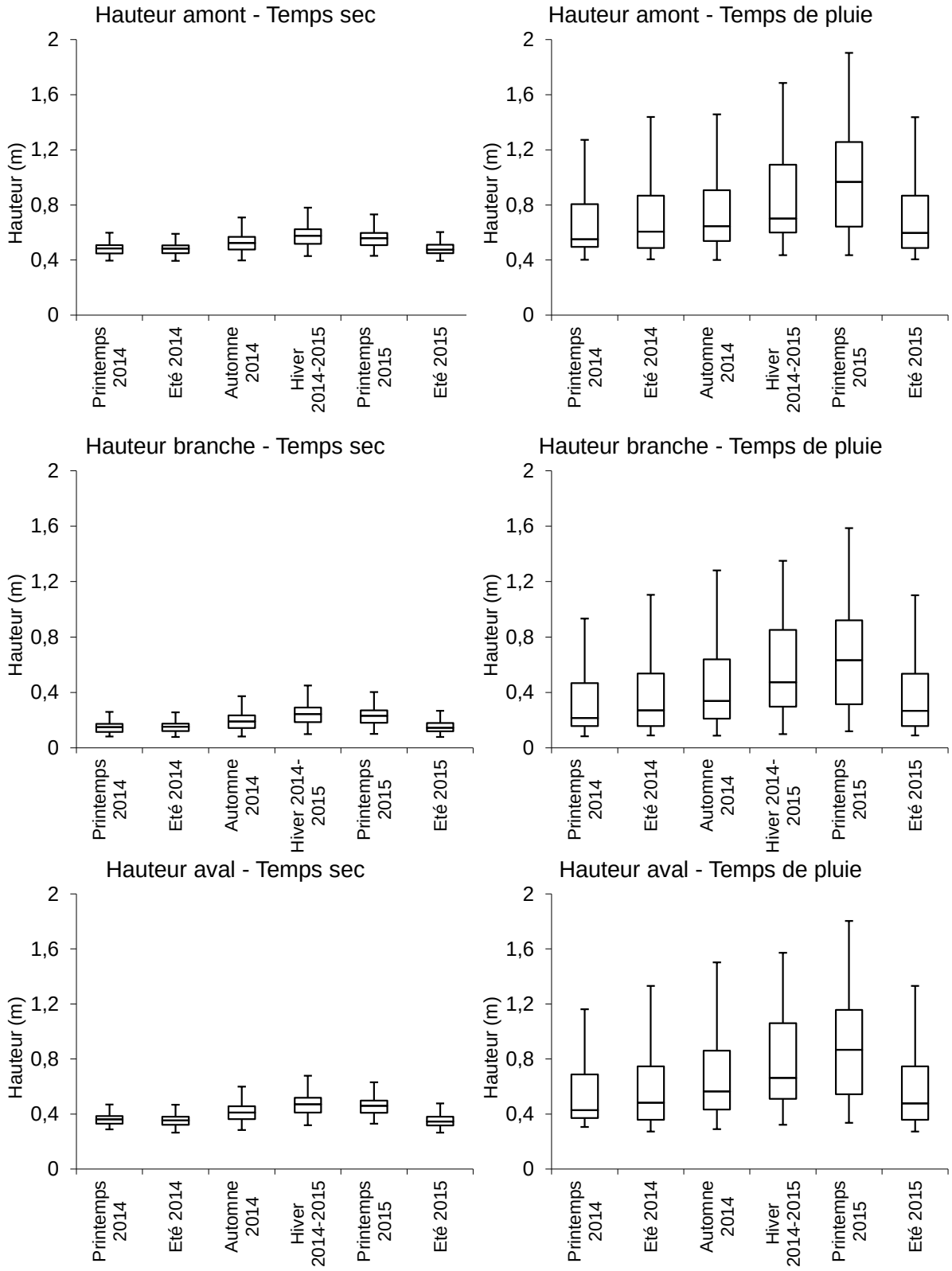


Figure 3-2: Gammes de hauteurs sur les trois points de mesure selon la saison

3.1.1.1.2 Variabilité saisonnière et événementielle, gammes de hauteurs

- **Gammes de mesures**

Pour l'ensemble des données (toutes les saisons, temps sec et temps de pluie), la vitesse amont se situe entre 0,10 à 0, 20 m/s. Sur la branche elle varie de 0,25 à 0,30 m/s, et entre 0,30 à 0,35 m/s en aval.

- **Variabilité évènementielle**

Les résultats sur la comparaison de vitesses ont également révélé que les degrés de signification associés au test de Student t pour l'analyse de la variabilité évènementielle sont tous inférieurs à 0,001. Cela veut dire que les variabilités évènementielles sont significatives à un seuil de 5% pour les vitesses sur les trois points de mesure pendant les périodes étudiées. En analysant les résultats numériques, on a pu noter des différences entre les données de temps sec et de temps de pluie sur les trois points de mesures. Les valeurs de vitesses sont plus faibles en temps de pluie par rapport à celles de temps sec pour le point de mesure amont. Le cas contraire est observé pour les points de mesures branche et aval. Cela est beaucoup plus visible pour l'aval. Ces résultats mettent en évidence l'importance de la combinaison de ces deux méthodes (représentation graphique et analyse statistique de comparaison) pour étudier la variabilité d'un échantillon.

- **Variabilité saisonnière**

On peut observer sur les boîtes à moustaches (Figure 3-3) qu'il y a une variation de vitesses selon la saison tant pour les données de temps sec que pour les données de temps de pluie. Les résultats sur le test de Student confirment ce propos. En effet, les degrés de signification associés au test de Student sont tous inférieurs à 0,001. On peut ainsi conclure que les variabilités saisonnières sont significatives à un seuil de 5% pour les vitesses sur les trois points de mesure pendant les périodes étudiées.

En résumé, l'étude de la variabilité événementielle et saisonnière des hauteurs et de vitesses par la représentation graphique à l'aide des boîtes à moustaches et le test t de Student (comparaison des moyennes) ont conduit aux résultats suivants :

- les hauteurs d'eau varient selon les évènements (temps de pluie et temps sec) et les saisons sur les trois points de mesures amont, branche et aval ;
- les vitesses moyennes d'écoulement varient selon les évènements et les saisons sur les trois points de mesures amont, branche et aval ;
- on peut noter une différence constante de la hauteur de 0,12 m entre l'amont et l'aval ;
- les gammes moyennes de hauteurs par temps sec pour toutes les saisons sont : 0,45 à 0,54 m pour l'amont ; 0,16 à 0,22 m pour la branche et 0,33 à 0,44 m pour l'aval.
- les gammes moyennes de vitesses pour toutes les saisons sont : 0,10 à 0, 20 m/s pour l'amont ; 0,25 à 0,30 m/s pour la branche et 0,30 à 0,35 m/s pour l'aval.

Ces résultats constituent les données primaires qui nous permettront de calculer les débits dans le paragraphe 3.1.1.3.

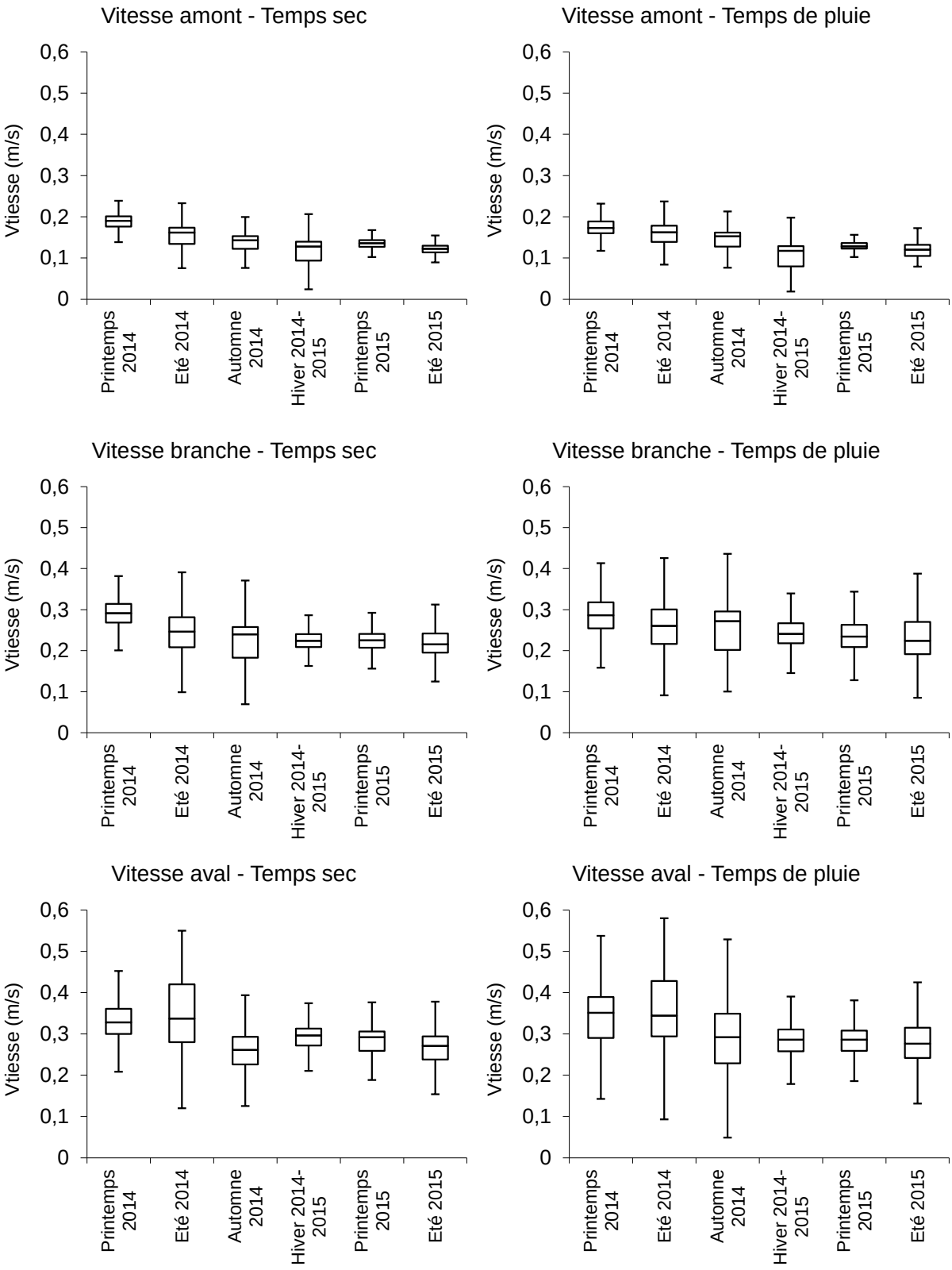


Figure 3-3: Gammes de vitesses sur les trois points de mesure selon la saison

3.1.1.2 **Relations hauteurs, vitesses par temps sec**

Dans cette section, nous allons étudier la relation hauteur-vitesse par temps sec par deux approches : statistique et visuelle. On s'intéresse à répondre aux questions suivantes : **L'évolution de la vitesse par temps sec présente-t-elle une reproductibilité comme la hauteur sur chaque point de mesure ? A-t-on la même valeur de vitesse pour une même hauteur d'eau à une même période au cours de différentes journées de temps sec** ? **Est-ce qu'il existe une relation entre la hauteur et la vitesse sur les trois points de mesure ?**

3.1.1.2.1 Analyse de corrélation

Cette étude a été réalisée sur les données de hauteurs et de vitesses par temps sec sur les trois points de mesures. Les résultats de calculs des coefficients de corrélation deux à deux entre la vitesse et la hauteur amont, branche et aval sont représentés dans le Tableau 3-2. Sur ce tableau, les coefficients de corrélation supérieurs à 0,70 (indiquant la présence d'une corrélation significative entre deux variables) sont mis en caractère gras italique.

Pour les relations hauteurs-hauteurs, les résultats montrent qu'il y a une forte corrélation entre les hauteurs amont, branche et aval avec des coefficients très proches de 1. Concernant les relations hauteur-vitesse, on note qu'il n'existe pas de relation entre la hauteur et la vitesse sur les points de mesure amont et branche. Pour l'amont, le coefficient de corrélation entre la vitesse et la hauteur est seulement de 0,10. Sur la branche, le coefficient de corrélation entre la hauteur et la vitesse est de -0,60. Pour l'aval, on montre bien ici qu'il y a une relation significative entre la hauteur et la vitesse avec un coefficient de corrélation de 0,88.

Afin de mieux décrire ces relations hauteur-vitesse et d'apporter une explication à ces résultats statistiques, nous allons procéder à l'analyse visuelle des résultats dans la section suivante. Pour le point de mesure aval, où la relation entre la hauteur et la vitesse est significative, on s'attend à une évolution analogue de la hauteur et de la vitesse. Pour le cas de l'amont et de la branche où il n'y a pas de relation entre la hauteur et vitesse, on peut s'attendre à divers phénomènes : fluctuations importantes de l'un des paramètres (hauteur ou vitesse), évolutions différentes de la hauteur et de la vitesse, etc …

Tableau 3-2: Corrélations hauteur-vitesse sur les trois points de mesure amont, branche et aval

	Ham	*Hbr*	*Hav*	*Vam*	*Vbr*	*Vav*
Ham	***1***					
Hbr	***0,99***	***1***				
Hav	***0,99***	***0,99***	***1***			
Vam	0,10	0,03	0,04	***1***		
Vbr	-0,57	-0,60	-0,60	0,27	***1***	
Vav	***0,90***	***0,89***	***0,88***	0,08	-0,46	***1***

3.1.1.2.2 Analyse visuelle : phénomènes d'hystérésis

La Figure 3-4 représente des chroniques de hauteurs et vitesses pendant une semaine complète de temps sec sur les points de mesure amont, branche et aval. On observe la bonne reproductibilité de l'évolution des hauteurs par temps sec lié aux activités urbaines sur les trois points de mesure (Figure 3-4).

On remarque que la vitesse et la hauteur varient d'une manière très analogue sur le point de mesure aval (Figure 3-4 c). Cette observation explique l'existence d'une corrélation significative (r = 0,88) entre la hauteur et la vitesse sur ce point de mesure. Quant aux points de mesure amont et branche (Figure 3-4 a Figure 3-4 b), on note des fluctuations plus importantes de vitesses par rapport à celui de l'aval (Figure 3-4 c). On voit également que la vitesse et la hauteur évolue d'une manière très différente et il est difficile d'observer une périodicité significative dans l'évolution de la vitesse sur ces deux points de mesure. Les Figure 3-4 a Figure 3-4 b montrent globalement que les vitesses amont et branche varient (augmentation) en opposition avec les hauteurs entre 00h00 et 06h00 puis restent plus ou moins constantes pendant toute la journée. Ces observations justifient l'absence de corrélation entre la hauteur et la vitesse sur ces deux points de mesure. Ces observations montrent que seule la méthode simultanée de mesure de la hauteur et de la vitesse de l'écoulement permet d'atteindre une meilleure précision de débits sur ces points de mesure. Au-delà de 00h00 à 06h00, la vitesse amont reste inférieure à 0,13 m/s. L'évolution et la gamme de vitesse amont par temps sec sont similaires à celles du site d'Allée d'Erdre (Hemmerle *et al*. 2014b).

Pour compléter ces observations, nous avons tracé les boucles formées par la relation entre la hauteur et de la vitesse amont, branche et aval sur les moyennes de données pendant cette période (23 au 29 mai 2015). Ces boucles sont représentées sur la Figure 3-5.
En amont, on observe que la boucle formée par la relation hauteur-vitesse évolue dans le sens antihoraire : cela veut dire que les évolutions de la hauteur et de la vitesse sur ce point de mesure dépendent d'une influence aval, qui n'est autre que la confluence et donc l'apport de débit sur la canalisation secondaire. En effet, nous avons observé pendant les interventions sur le site que l'écoulement venant de la branche secondaire (branche) agit sur l'écoulement venant de la branche principale (amont) au niveau de la confluence. Cet effet se traduit par une diminution de la vitesse amont dans la zone de confluence et notamment dans la partie en face de la paroi latérale de la banquette. Cela a également un effet sur l'hydraulique amont, sachant que le débitmètre y est seulement à 3,6 m en aval de la confluence (cf Tableau 5-1). On peut donc s'attendre à une perturbation des champs de vitesse amont à cause de ce phénomène.
Sur la branche, la boucle formée par la relation hauteur-vitesse évolue dans le sens horaire. Le déphasage correspond donc à une hystérésis hydraulique au sein du point de mesure. En aval, la boucle hauteur-vitesse évolue dans le sens antihoraire. Cela veut dire que l'hydraulique sur ce point de mesure dépend seulement des conditions aval. Le débitmètre aval se trouve à 22,4 m (cf Tableau 5-1) en aval de la confluence, soit à une distance de 18,7 fois la largeur maximale du collecteur. Selon Mignot *et al.* (2012) on peut préconiser une distance minimale de 10 fois la largeur du canal pour les canaux ovoïdes. Cela confirme que l'hydraulique du point de mesure aval n'est pas conditionnée par les facteurs amont.

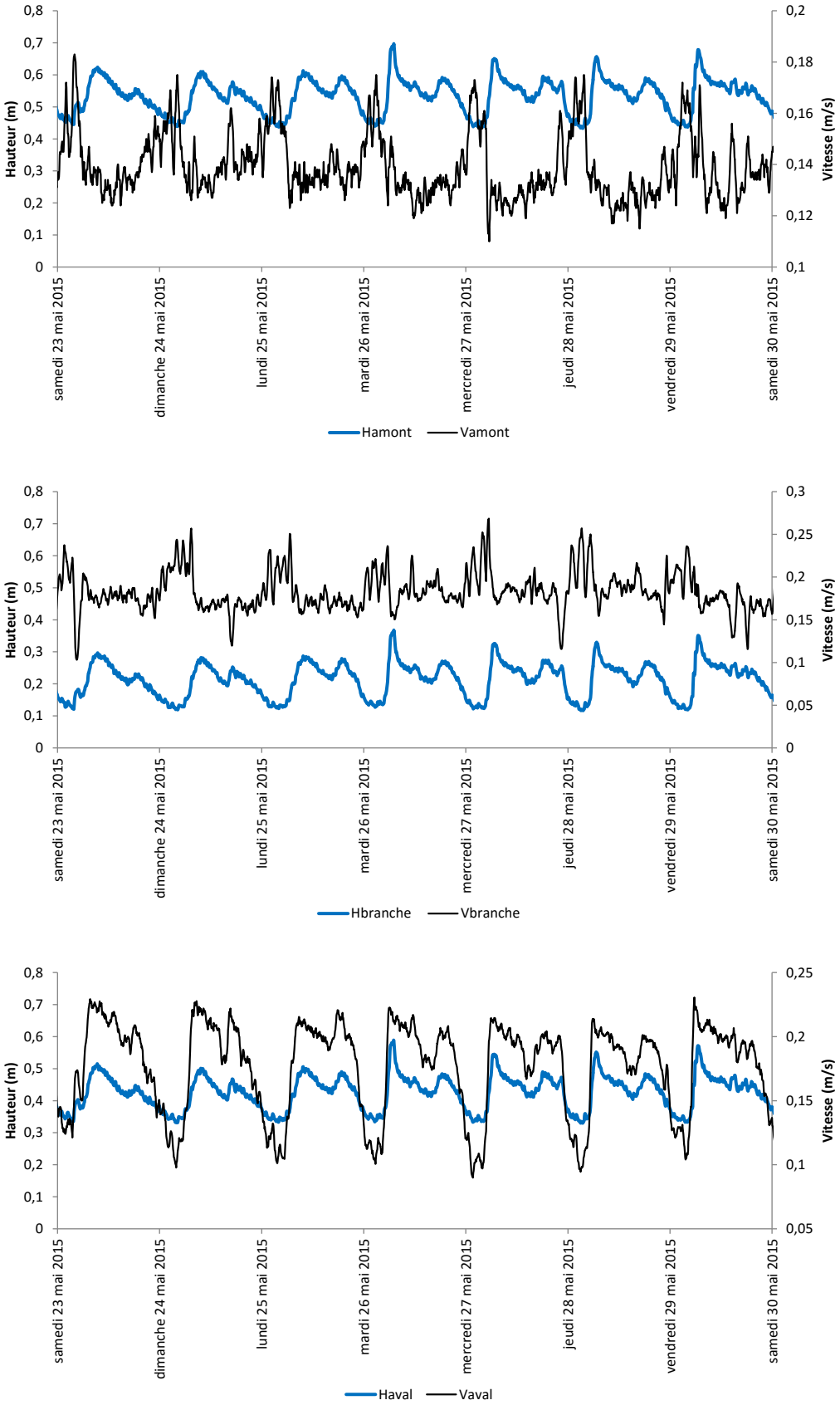


Figure 3-4: Evolution de hauteurs et de vitesse par jours de temps sec

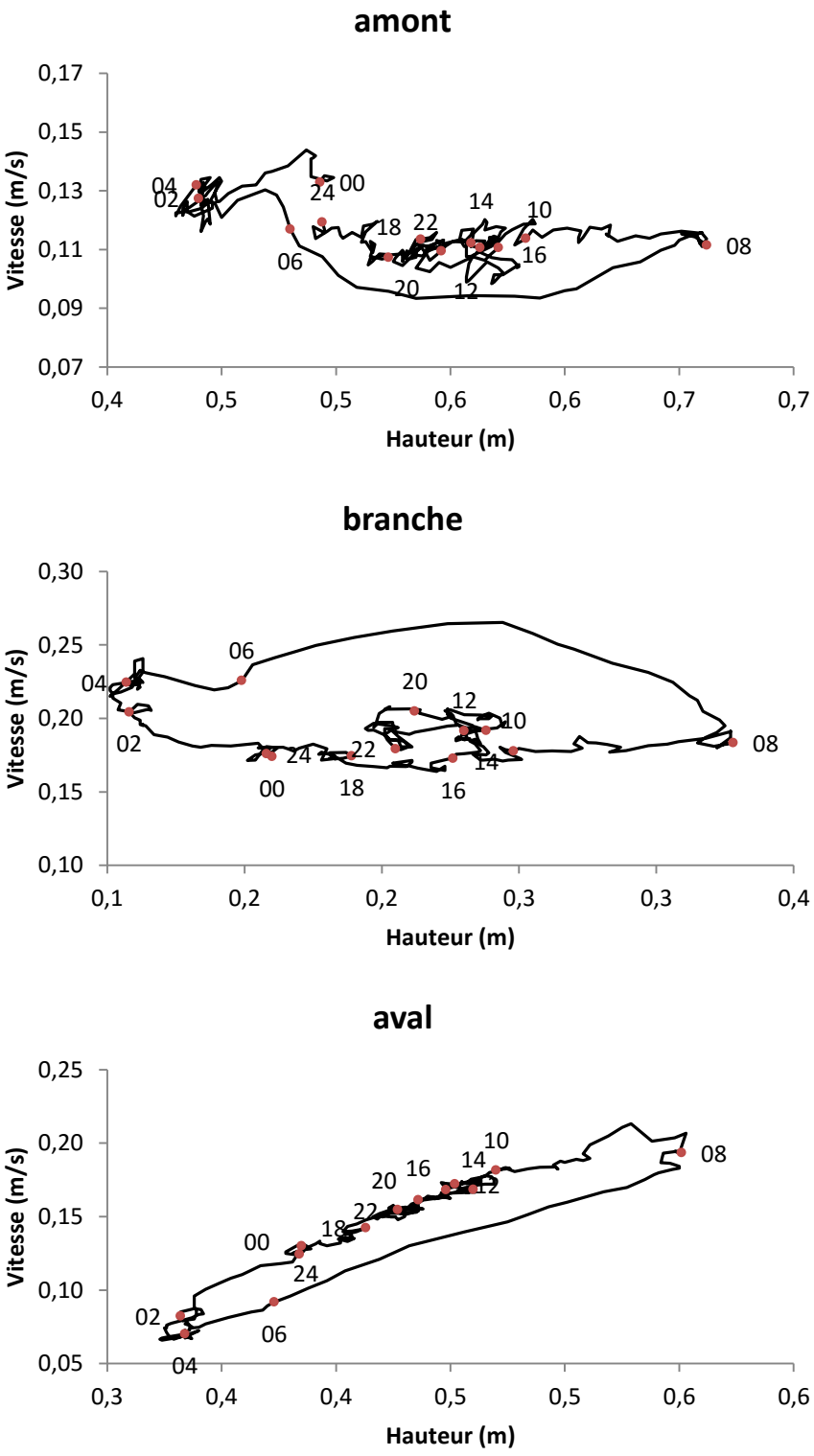


Figure 3-5: Boucles formées par la relation hauteur-vitesse par temps sec sur les trois points de mesures

En résumé, l'étude des relations hauteur-vitesse par temps sur les trois points de mesure (amont, branche et aval) nous a permis de montrer que :

- L'évolution des hauteurs d'eau sur les trois points de mesure amont, branche et aval présente une bonne reproductibilité du cycle quotidien par temps sec.
- Il n'y a pas de reproductibilité sur l'évolution des vitesses sur les trois points de mesure. Pour une même hauteur, la vitesse dépend de la phase de crue et de décrue au cours de l'évolution journalière.
- La hauteur et la vitesse varient d'une manière analogue sur le point de mesure aval. A l'inverse il n'existe aucune relation entre la vitesse et la hauteur sur le point de mesure branche et amont.

Ces résultats montrent que seule la mesure simultanée de la hauteur et de la vitesse de l'écoulement permet d'atteindre une meilleure précision de débits pour ce site. Toutes ces observations justifient encore une fois l'intérêt du choix du site de Place de la Bonde pour atteindre les objectifs visés pour la thèse.

3.1.1.3 **Variabilité temporelle des débits par temps sec**

3.1.1.3.1 Profils journaliers types de débits

Dans cette section, on s'intéresse à l'étude de la variation du débit selon la saison pendant des journées de temps sec. Pour ce faire, les débits instantanés calculés à partir de toutes les valeurs expérimentales de hauteurs et de vitesses pendant des journées de temps sec sont triés et classés par saison. Pour chaque saison, le profil journalier type de débits de temps sec est déterminé en faisant la moyenne des valeurs des débits au cours d'une journée. Les profils journaliers types de débits en fonction de l'heure de la journée sur les trois points de mesures pour toutes les saisons ont été déterminés tant pour les jours ouvrables que pour les deux jours de fin de semaine (samedi et dimanche).

La Figure 3-6 représente les profils journaliers types de temps sec pour les jours ouvrables sur les trois points de mesure amont, branche et aval pendant les saisons étudiées. A gauche de la figure, on représente les profils journaliers types pour chaque saison. A droite, on représente le profil journalier type moyen sur toutes les saisons avec les courbes minimum et maximum (en pointillés) qui représentent l'incertitude correspondant à un intervalle de confiance de 95% pour l'ensemble des saisons étudiées.

Les débits par temps sec sur les trois points de mesure, pour toutes les saisons, suivent le rythme quotidien des activités humaines, caractérisé par la présence d'un pic de forte activité le matin (vers 7h00) et un autre en début de soirée (vers 19h00). Un pic secondaire est observable vers midi, correspondant au déjeuner. Sur ces figures, on peut remarquer que le débit reste quasi-constant sur la branche pour toutes les saisons tandis qu'une certaine dispersion due à la variabilité saisonnière est notée pour les débits amont et aval. Afin de quantifier cette variabilité, nous avons calculé les coefficients de variation sur les débits. Le coefficient de variation CV_Q est une mesure relative de la dispersion des données autour de la moyenne. Il se calcule comme le ratio de l'écart-type σ_Q rapporté à la moyenne des débits instantanés pendant une journée $\bar{Q}$, et s'exprime en pourcentage selon la relation suivante :

$$CV_Q = \frac{\sigma_Q}{\bar{Q}} \qquad \textbf{(3-1)}$$

Les coefficients de variation trouvés sont respectivement de 7% pour l'amont, 5% pour la branche et 10% pour l'aval.

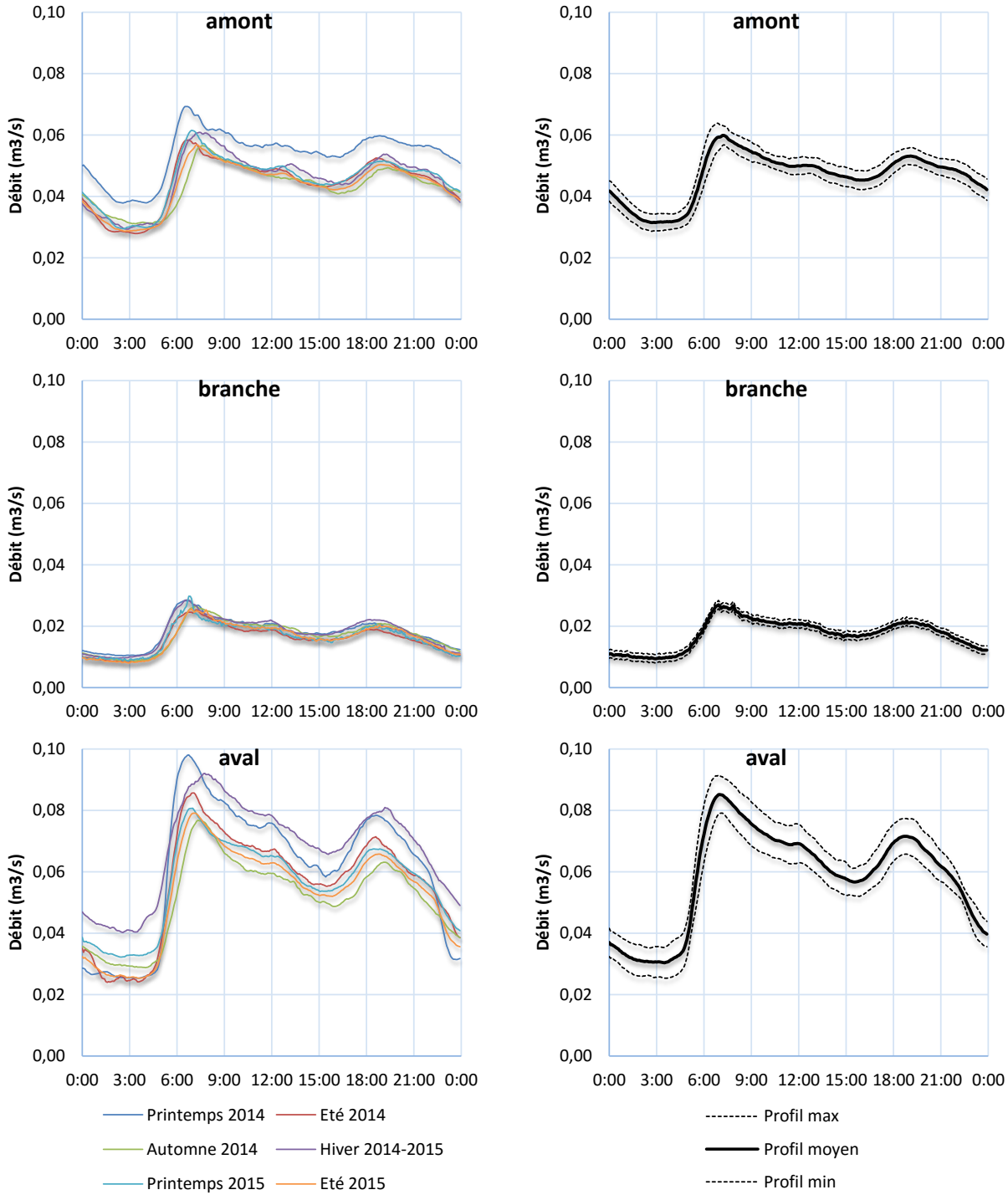
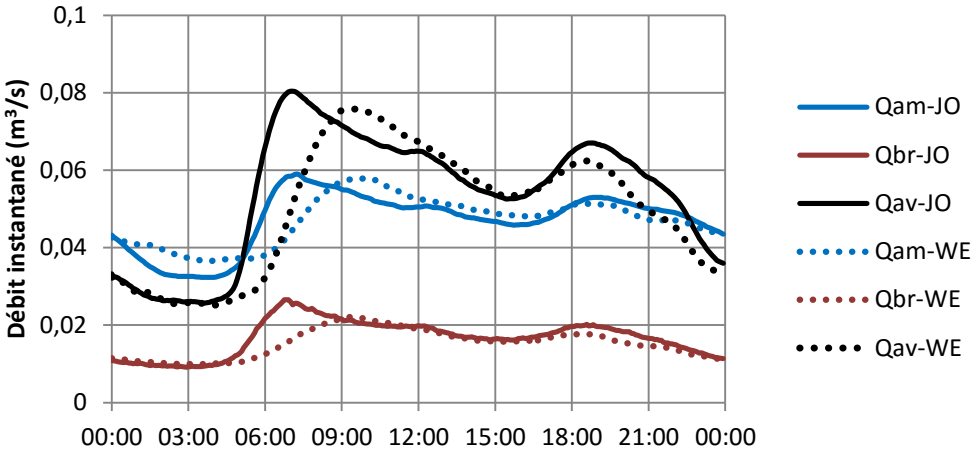


Figure 3-6: Profils journaliers type de débits de temps sec de jours ouvrables par saison

La Figure 3-7 compare en détail les profils journaliers types de débits pendant les jours ouvrables par rapport à ceux des deux jours de fin de semaine. Ces profils ont été obtenus en faisant la

moyenne des débits de tous les profils de temps secs pendant une journée sur toute la période étudiée (avril 2014 au septembre 2015, soit 17 mois).

On peut noter une différence entre les profils journaliers types de débits pendant les jours ouvrables et ceux des deux jours de fin de semaine. Lors des jours ouvrables, les débits augmentent rapidement à partir de 4 à 5h 30 avant d'atteindre un premier pic à environ 7h en heure légale puis descendent légèrement jusqu'à 11h 30 et se stabilisent jusqu'à la fin de la pause déjeuner. Les débits décroissent ensuite jusqu'à 15h et remonte pour un pic secondaire vers 19 à 19h 30 avant de diminuer jusqu'aux minima nocturnes qui sont atteints vers 2 h du matin. Pendant les deux jours de fin de semaine, les débits augmentent lentement à partir de 6h pour atteindre le premier pic entre 9 et 10h et connaissent une longue décroissance jusqu'à 15h. Ensuite, les débits ré-augmentent pour un deuxième pic vers entre 18 et 19h avant la décroissance vers les minima nocturnes vers 2h du matin. Pour l'ensemble, on remarque que les débits d'eau matinaux sont moins importants les deux jours de fin de semaine par rapport à ceux des jours ouvrables. Ceci est dû au fait qu'il n'y a pas de fréquentation des lieux d'étude (écoles, collèges, lycées, etc.) et il y a moins de personnes qui partent au travail pendant les deux jours de la fin de semaine.



JO : Jours ouvrables, WE : weekend

Figure 3-7: Profils journaliers type de débits de temps sec de jours ouvrables et de jours de fin de semaine pour toutes les données d'avril 2014 à juin 2015

3.1.1.3.2 Gammes de débits instantanés par temps sec et incertitudes

3.1.1.3.2.1 Débits instantanés

La Figure 3-8 résume les valeurs des débits instantanés moyens pendant les temps sec de jours ouvrables et ceux des deux jours de fin de semaine. Les résultats montrent qu'il n'y a pas une différence significative entre les débits instantanés moyens pendant les deux jours de fin de semaine et ceux des jours ouvrables. Pour l'amont, le débit instantané moyen est de 0,047 ±

0,006 m^3/s pour les jours ouvrables et de 0,047 ± 0,005 m^3/s pour les jours de fin de semaine. Sur la branche, le débit instantané moyen est de 0,017 ± 0,004 m^3/s pour les jours ouvrables et de 0,015 ± 0,003 m^3/s pour les jours de fin de semaine. En aval, le débit instantané moyen pour les jours ouvrables et celui pour les jours de fin de semaine sont respectivement de 0,054 ± 0,013 m^3/s et de 0,050 ± 0,014 m^3/s.

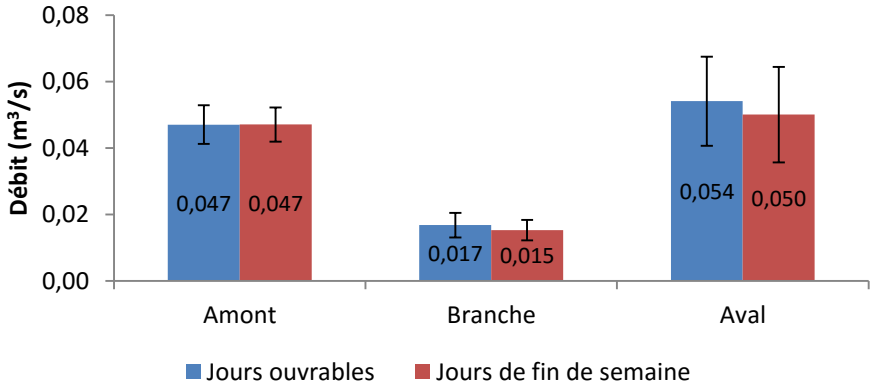


Figure 3-8:Gammes de débits instantanés moyens

3.1.1.3.2.2 Débit journalier et conservation de débits

La Figure 3-9 présente les débits journaliers par temps sec sur les points de mesures amont, branche et aval, ainsi que celui de la somme des débits journaliers amont et branche. Les résultats montrent que les débits journaliers par temps sec sont respectivement de 4100 ± 370 m^3/j en amont, 1500 ± 100 m^3/j sur la branche, 4670 ± 1030 m^3/j en aval et 5500 ± 440 m^3/j pour la somme amont + branche. Comme pour le cas des débits instantanés, on s'attendait à ce qu'il y ait beaucoup de dispersion de données en aval par rapport à l'amont et à la branche. En termes de pourcentage, l'apport en débit de la canalisation principale (amont) est de 73% et celui de la branche secondaire (branche) est de 27%.

En tenant compte de la conservation de débits (amont + branche = aval), nous nous sommes intéressés à comparer le débit journalier aval avec la somme des débits amont + branche. Pour ce faire, nous avons évalué l'erreur relative moyenne E_{QJ} entre ces deux valeurs par la relation suivante :

$$E_{QJ} = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left|\frac{QJ_{(am+br)_i} - QJ_{av_i}}{QJ_{av_i}}\right| \quad \textbf{(3-2)}$$

Avec N = 129 (nombre de jours de temps sec).

Le résultat montre un déficit du débit aval par rapport à la somme des débits amont + branche avec une erreur relative moyenne de $E_{QJ} = 22\%$. Outre le fait qu'on n'a pas tenu compte dans le

calcul de la présence du sédiment au fond de l'écoulement, une explication à cette erreur pourrait être en grande partie les incertitudes de mesure sur le calcul des débits sur les trois points de mesure. Cela fait l'objet de la section suivante.

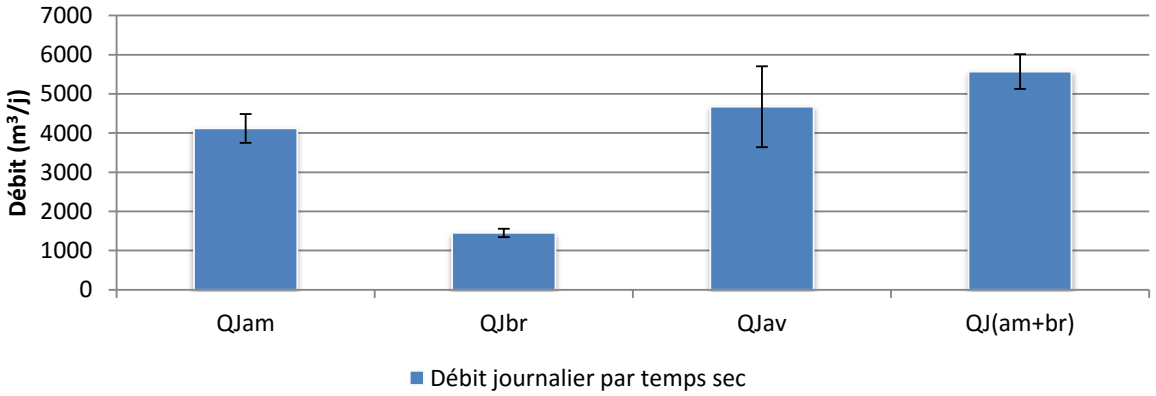


Figure 3-9: Valeurs des débits journaliers par temps sec sur les trois points de mesure

3.1.1.3.3 Incertitudes

Les incertitudes sur les débits pour les trois points de mesures amont, branche et aval ont été calculées par l'équation (2-6).

Pour l'ensemble des données, les calculs ont conduit à une incertitude relative moyenne de l'ordre de :

- 25% pour l'amont,
- 20% pour la branche et
- 15% pour l'aval.

La Figure 3-10 représente la distribution des incertitudes élémentaires dans l'incertitude du débit ISCO sur les trois points de mesure amont, branche et aval. Ces résultats montrent que la grande majorité de l'incertitude calculée provient généralement de la mesure de vitesse. Le poids de l'incertitude liée à la mesure de la vitesse est de 90% pour l'amont et pour l'aval, et un peu moins (88%) sur la branche car $u(U_s)$ est nulle pour ce point de mesure.

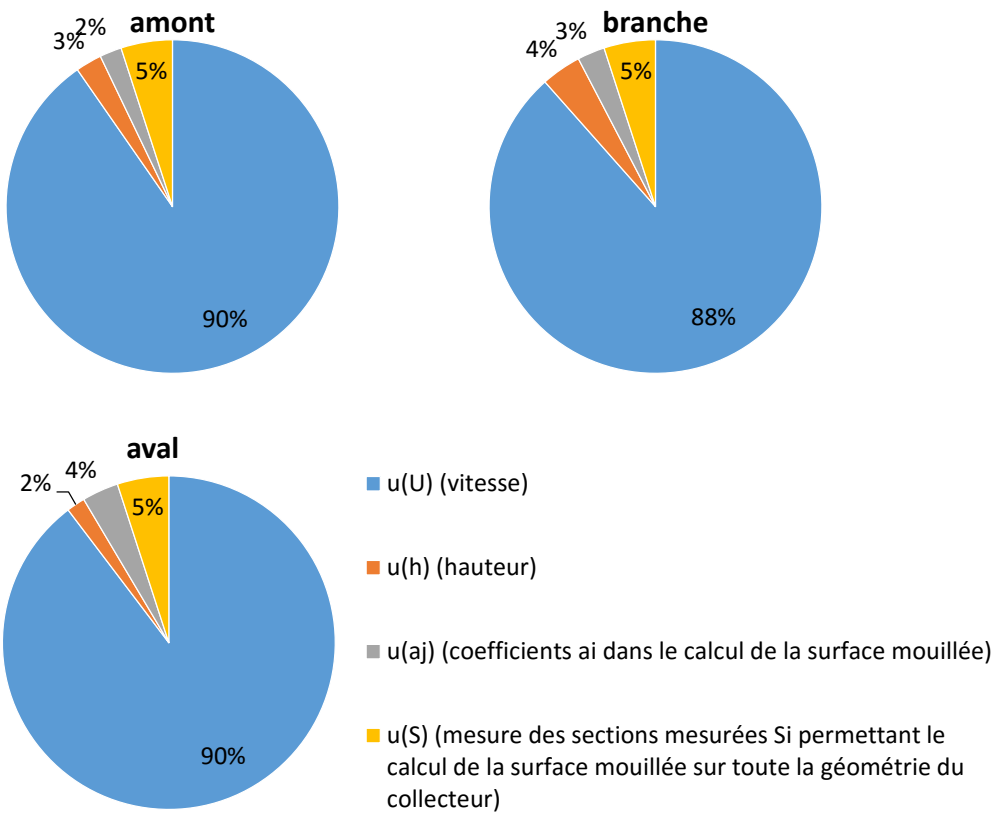


Figure 3-10: Distribution des incertitudes élémentaires dans l'incertitude des débits ISCO amont, branche et aval

A titre d'illustration, la Figure 3-11 montre l'évolution des trois débits amont, branche et aval, ainsi que les enveloppes limitant les intervalles de confiance à 95% du débit aval et de la somme des débits amont + branche pendant quelques jours. Les courbes montrent que pour la somme des débits instantanés *Qam* + *Qav* est toujours incluse dans l'intervalle de confiance à 95% du débit aval *Qav*. Cela veut dire que la somme des débits amont + aval et le débit aval ne sont pas donc significativement différents au seuil de 5% et que le déficit du débit aval dans le calcul des débits journaliers peut s'expliquer par les incertitudes de ces débits.

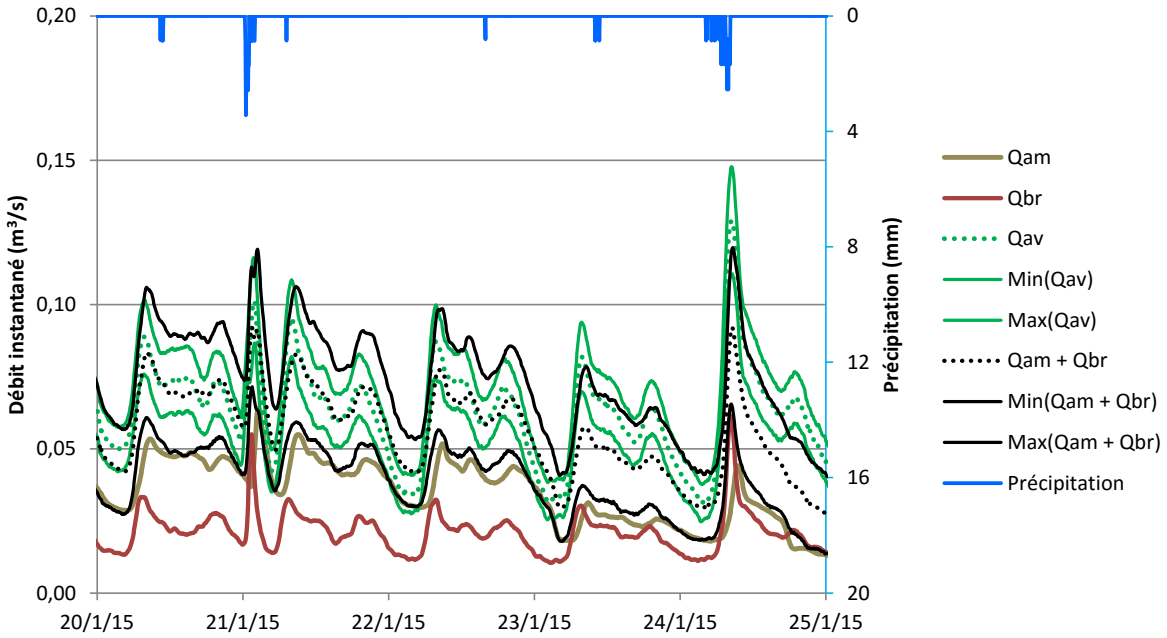


Figure 3-11: Débits amont, branche aval et intervalles de confiance à 95% de la somme des débits amont + branche et aval

Les conclusions importantes sur l'étude de l'évolution temporelle des débits sur le site de Place de la Bonde sont les suivantes :

- Les débits par temps sec sur les trois points de mesure sont variables à l'échelle journalière, hebdomadaire et saisonnière.
- A l'échelle journalière : les débits suivent le rythme quotidien des activités humaines, caractérisé par la présence d'un pic de forte activité le matin (vers 7h00), un pic secondaire vers midi, correspondant au déjeuner et un dernier pic en début de soirée (vers 19h00).
- A l'échelle hebdomadaire : les débits pendant les deux jours de fin de semaine se différent des ceux de jours ouvrables. Les débits d'eau matinaux sont moins importants les deux jours de fin de semaine et se décalent d'environ 1h 30 en retard par rapport à ceux des jours ouvrables.
- A l'échelle saisonnière : les débits par temps sec sont variables d'une saison à une autre. Les débits minimaux sont observés pendant les périodes estivales et les débits maximaux pendant les printemps.
- Les valeurs moyennes de débits instantanés par temps sec pendant les jours ouvrables sont : 0,047 ± 0,005 m^3/s en amont ; 0,017 ± 0,004 m^3/s sur la branche et 0,054 ± 0,013 m^3/s en aval.
- Les valeurs moyennes de débits journaliers par temps sec pendant les jours ouvrables sont : 4100 ± 370 m^3/j en amont (apport 73%); 1500 ± 100 m^3/j sur la branche (apport 27%), 4670 ± 1030 m^3/j en aval et 5500 ± 440 m^3/j pour la somme amont + branche, soit

une différence relative de 22% par rapport au débit aval. On a montré que cette différence est expliquée par les incertitudes de mesures sur les débits.

- Pour l'ensemble des données, les incertitudes sur les débits sont de 25% pour l'amont, 20% pour la branche et 15% pour l'aval. Les résultats montrent que la grande majorité de l'incertitude calculée provient de la mesure de vitesse avec une forte contribution de 90%.

3.1.1.4 **Relation entre les débits et l'activité humaine**

Il serait intéressant de pouvoir établir une relation entre les débits d'eaux résiduaires en temps sec et l'activité humaine. La quantité d'eau potable utilisée journellement par un équivalent-habitant nantais (site Nantes-Métropole : http://www.nantesmetropole.fr/pratique/eau/) est de 136 L. Un débit moyen de 4700 m^3/j correspond donc à 34 500 équivalent-habitants. La surface totale du bassin versant est de 1,75 km^2, soit 2.7% de la surface de la ville de Nantes. La densité de population moyenne de la ville de Nantes est de 4 500 hab/km^2 mais celle du quartier Malakoff Saint-Donatien dans lequel se trouve le bassin versant Barbusse est de 6 300 hab/km^2 (Mairie de Nantes – INSEE, 2003). Cela conduit à un nombre d'habitants de 11 000. Il y a un écart important entre la population estimée à l'aide du débit moyen aval et celui estimé à l'aide de la surface du bassin versant. Compte tenu du secret statistique, il n'est pas possible d'aller plus en détail dans l'analyse des données de l'INSEE et notamment de se focaliser sur le bassin versant Barbusse.

Il faut également ajouter que Nantes est soumise à des migrations journalières domicile-travail et domicile – lieu d'étude importantes. Ainsi, selon les données de l'INSEE, 81 000 habitants de Nantes travaillent dans la commune de Nantes, 43 000 se rendent dans une autre commune et 78 000 actifs viennent travailler à Nantes, sans y résider. Il y a donc un différentiel de 35 000 personnes qui viennent potentiellement délivrer de la pollution dans la journée sur la commune de Nantes. Cela correspond à 43% d'actifs supplémentaires et conduit à une estimation de 16 000 habitants. Une analyse similaire peut être faite pour les scolaires mais il sera difficile d'atteindre le chiffre de 34 500. Il faut noter que celui-ci est basé sur une moyenne de la consommation en eau potable sur la métropole et qu'il y a certainement une consommation variable selon les quartiers. Si on compte les usages communautaires, une valeur de 200 L/j est plausible (http://www.eaufrance.fr/groupes-de-chiffres-cles/consommation-d-eau-par-foyer-en) ce qui nous ramènerait à 23 500 équivalents-habitants.

3.1.1.5 **Répartition spatiale des vitesses dans les réseaux d'assainissement**

Cette partie traite de l'étude expérimentale de la distribution spatiale des champs de vitesse au niveau des points de mesure amont et aval. La méthode utilisée est le jaugeage par exploration de champs de vitesse par des courantomètres NIVUS. L'objectif est de déterminer la vitesse moyenne de l'écoulement *V* dans toute la section du collecteur en vue d'une comparaison avec la vitesse moyenne donnée par le capteur de mesure en continu (ISCO 2150).

Toutes les mesures ont été effectuées pendant des jours de temps sec durant la période de 20 août 2014 au 08 septembre 2015. Les échantillonnages de vitesse ont été réalisés le matin entre 7h à

10h 30. De ce fait, la hauteur se trouve pour la plupart des cas au-dessous du niveau de la banquette pendant les expérimentations. Pour mémoire, le niveau de la banquette est à 0,45 m, la largeur au miroir à ce niveau est de 0,6 m.
Tous les résultats de champs de vitesse sont reportés dans l'Annexe 6 (5.6) et représentés par les Figure 5-3 et Figure 5-4 sous forme de profils et iso-contours colorés. Les extraits de résultats sont illustrés dans les Figure 3-12 et Figure 3-13 par ordre croissant de taux de remplissage. Pour l'amont, la hauteur d'eau a été comprise entre 0,40 à 0,64 m, c'est-à-dire un taux de remplissage entre 18 et 29% pour les six échantillonnages de vitesses (Figure 5-3). La hauteur est inférieure au niveau de la banquette pour deux échantillonnages et se situe au-dessus de la banquette pour les autres. Les mesures sur la banquette ont été effectuées sur un seul des échantillonnages (Figure 5-3 e). En aval, la hauteur d'eau se situe entre 0,32 et 0,52 m, c'est-à-dire avec un taux de remplissage entre 14 et 23% pendant les six échantillonnages de vitesses (Figure 5-4). La hauteur dépasse le niveau de la banquette dans un seul cas. Aucune mesure au-dessus de la banquette n'a été effectuée pour l'aval.
Le canal est étroit avec un coefficient d'aspect Ar = b/h compris entre 1,4 et 2 pendant les mesures pour les deux points de mesure. Pendant les mesures, l'écoulement au niveau des deux points de mesures est fluvial-turbulent, caractérisé par des nombres de Froude entre 0,04 et 0,10 et de Reynolds entre 10^5 à 3.10^5. En tenant compte de ces conditions, on peut donc s'attendre à la position des vitesses maximales en dessous de la surface libre à cause des courants secondaires (*dip phenomenon*). Le fait que le régime soit fluvial indique que l'écoulement est influencé par l'aval sur ces deux points de mesure. Cela confirme les observations antérieures sur les relations hauteur-vitesse sur ces deux points de mesures (cf §§ 3.1.1.2.2).

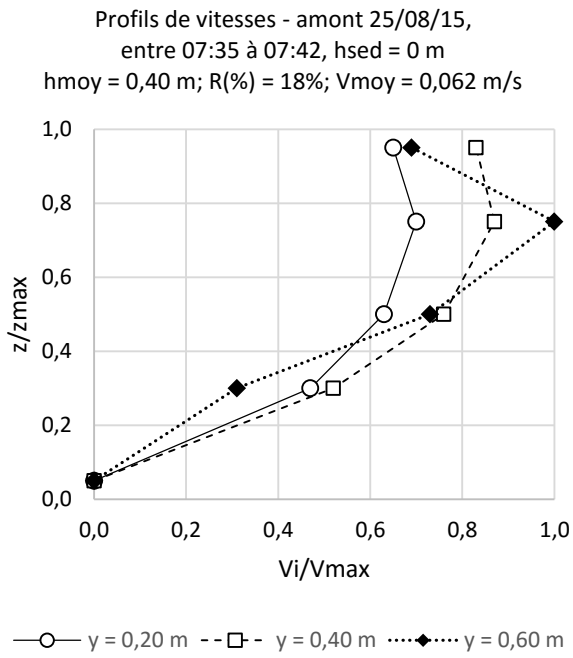
3.1.1.5.1 Champs de vitesse

Pour tous les cas, que ce soit en amont ou en aval, on peut noter l'existence de gradient de vitesse, qui est plus fort du fond du chenal vers la surface au centre de l'écoulement, mais un peu moins à proximité de la paroi verticale de la banquette et la rive gauche du collecteur. Entre le radier à une hauteur de 0,4h depuis le radier, la vitesse adimensionnelle passe de 0 à 0,6 V_i/V_{max} pour la plupart des mesures effectuées.
On observe également la présence de la vitesse maximale au centre de l'écoulement en dessous de la surface libre pour la plupart des cas sauf pour les cas suivants : mesures effectuées le 08/07/2015 et 12/05/2015 (Figure 5-3 c, d) pour l'amont, mesures effectuées le 29/07/2015 (Figure 5-4 d) pour l'aval, pendant lesquelles la vitesse maximale se trouve à la surface libre. Ce phénomène (présence de V_{max} en dessous de la surface libre) était attendu. La présence de la vitesse maximale en dessous de la surface libre ou *dip phenomenon* est un phénomène caractéristique des canaux étroits qui ont un coefficient d'aspect Ar inférieur à 5.
En amont, les vitesses près du fond sont toujours nulles. Cela a été également observé pour l'aval, sauf pour les cas des mesures effectuées le 20 août 2014 (Figure 5-4 b) et le 17 juin 2015 (Figure 5-4 f). Cela nous laisse supposer la présence d'une couche dense organique au fond de l'écoulement ou à l'interface eau-sédiment, comme celle observée par Hemmerle, (2014). Pour

l'aval, les différences des profils pourraient être expliquées par les conditions d'échantillonnage différentes (évènements avant les mesures, etc). Nous ne pouvons pas encore confirmer cela à ce stade d'étude. Cela nécessite une analyse combinée de plusieurs données : répartition de champs de vitesse et de concentrations, mesures en continu des hauteurs, vitesses, turbidité, conductivité et d'autre paramètre comme le taux de cisaillement. Cela fait l'objet de l'étude dans la partie 3.2.6.

En analysant les profils de vitesse sur les deux points de mesures amont et aval, on constate que le profil vertical de vitesses (y = 0,60 m) proches de la paroi verticale de la banquette présente une forme particulière, et est différente de celle du profil près de la rive gauche (y = 0,20 m). Ce phénomène est observé pour l'amont (Figure 5-3 a, b, e, f en amont) et pour l'aval (Figure 5-4 c, b, f pour l'aval). Cela est dû probablement à cause des formes des parois : la paroi de la rive gauche est courbée, alors que la paroi de droite, celle de la banquette, est perpendiculaire au radier. L'effet des frottements pariétaux pourraient également entrer en jeu. Ce phénomène est similaire à celui observé sur le site de Jardin des Plantes (Larrarte et Cottineau, 2008) pour des faibles taux de remplissage (28 à 32%). On peut observer l'influence de ces constatations sur les iso-contours de vitesses. En effet, pour les cas où le profil de vitesse proche de la paroi verticale de la banquette présente une forme particulière, les iso-contours de vitesses montrent que les champs de vitesse sont dissymétriques. Cette dissymétrie est plus accentuée pour l'amont que pour l'aval.

Pour quelques cas en amont (Figure 5-3 a, f), on observe la présence de la vitesse maximale (*dip phenomenon*) très décalée vers la paroi verticale de la banquette. Cela pourrait être dû à l'influence de l'écoulement venant de la branche sur l'amont. En effet, l'arrivée de l'écoulement venant de la branche fait diminuer la vitesse dans la partie près de la rive gauche sur l'amont, d'où la position de la vitesse maximale décalée vers la partie près de paroi verticale de la banquette. Ces résultats confirment donc les observations dans le paragraphe 3.1.1.2.2 concernant les relations hauteur-vitesse et les phénomènes d'hystérésis.



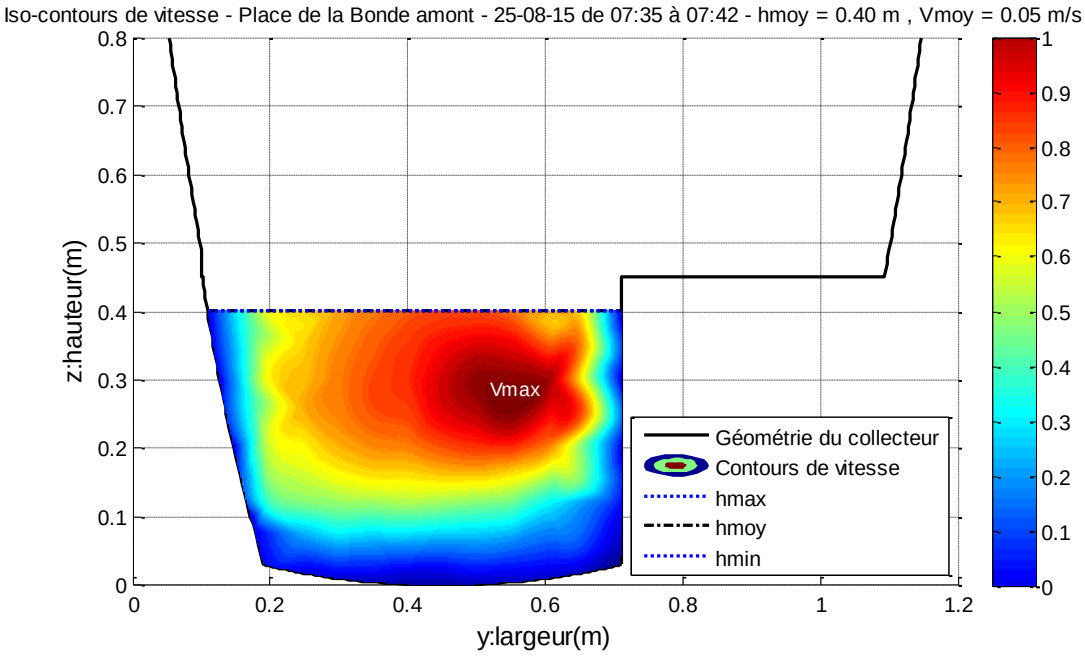


Figure 3-12: Champs de vitesse amont (gauche : profils, droite : iso-contours colorés)

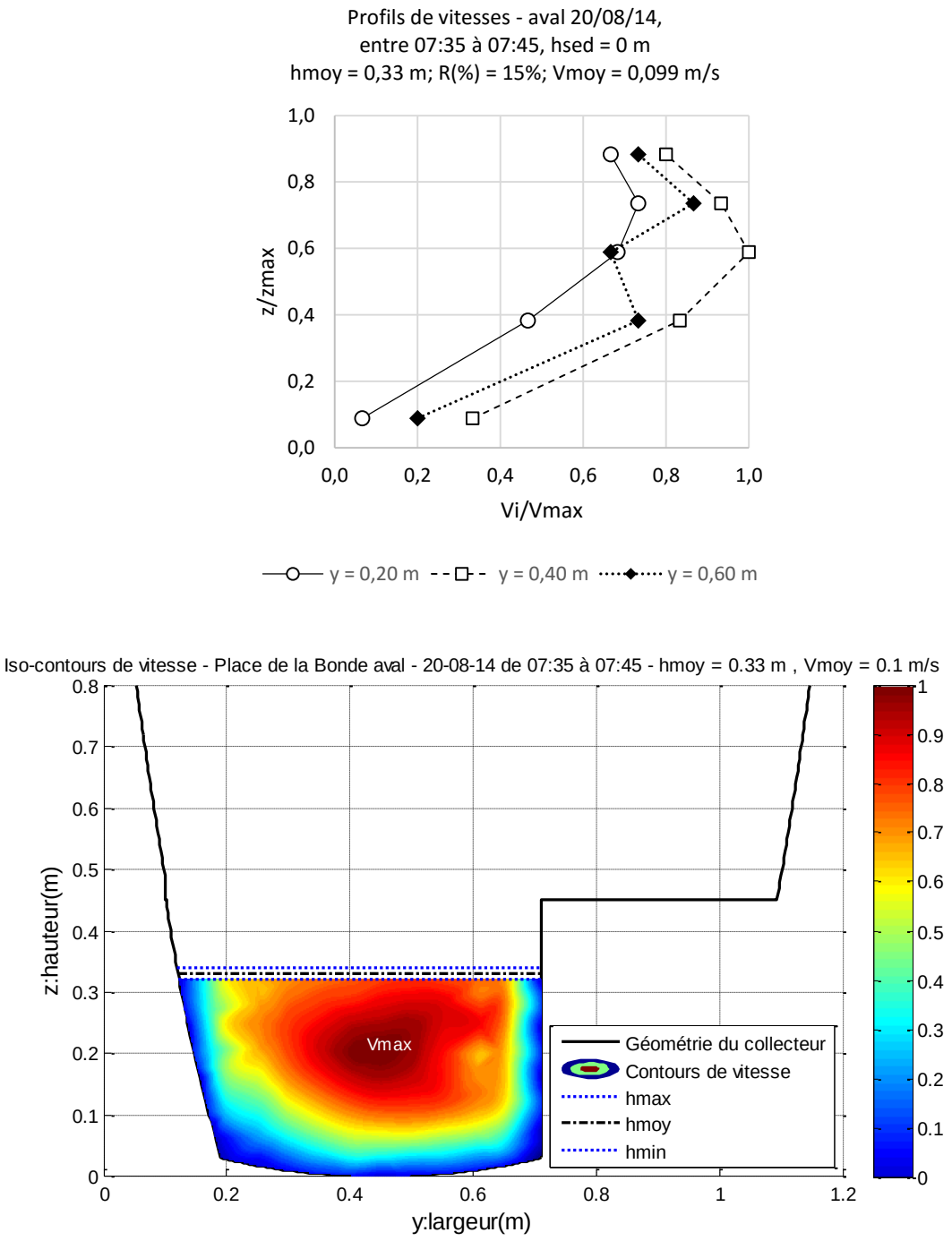


Figure 3-13: Champs de vitesse aval (gauche : profils, droite : iso-contours colorés)

3.1.1.5.2 Comparaison des données en continu (ISCO) et des données spatiales (NIVUS) - Incertitudes

Afin de vérifier la représentativité des données en continu, une comparaison a été menée entre les données de vitesses moyennes *U* fournies par les capteurs ISCO 2150 et les vitesses moyennes V_{moy} obtenues par la méthode d'exploration de champs de vitesse avec les courantomètres NIVUS (équation (2-17), et entre leurs débits respectifs Q_{ISCO} *et* Q_{NIVUS}. Pour les données en continu, la valeur de la vitesse moyenne utilisée pour la comparaison est la moyenne des vitesses mesurées fournies par le capteur ISCO 2150 pendant la durée d'échantillonnage des vitesses.

Les erreurs relatives en pourcentage des données comparées sont calculées par les relations suivantes :

Pour les vitesses: $Er(V_{moy} - U) = \frac{(U - V_{moy})}{U}\ 100$ (3-3)

Pour les débits: $Er(Q_{NIVUS} - Q_{ISCO}) = \frac{(Q_{NIVUS} - Q_{ISCO})}{U}\ 100$ (3-4)

Les débits Q_{NIVUS} ont été calculés à partir de l'équation (2-16).

Les résultats sont représentés dans le Tableau 3-3.

Pour tous les échantillonnages effectués, nous avons constaté que les capteurs ISCO 2150 surévaluent la vitesse moyenne dans la section mesurée et le débit déversé. En effet, que ce soit en amont ou en aval, les vitesses moyennes calculées par la relation (2-17) avec les courantomètres NIVUS sont toujours inférieures à celles mesurées en continu par les capteurs ISCO 2150. Nous avons noté une surestimation avec une erreur relative moyenne de 18% pour l'amont et 6% pour l'aval. La Figure 3-15 montre la variation des écarts relatifs en fonction du taux de remplissage. On peut noter que plus le taux de remplissage augmente, plus l'erreur relative est faible. Cela veut dire que plus le taux de remplissage est important, plus les mesures sont fiables. On remarque également que les écart-types des erreurs relatives sont très faibles pour les différentes mesures effectuées en amont et en aval, c'est-à-dire que les valeurs sont peu dispersées autour de leurs moyennes respectives. Ces écarts sont seulement de 0,5% pour l'amont el l'aval. Cela signifie que l'erreur est constante et que les différentes expérimentations ont donné des résultats similaires. Nous avons donc supposé que ces erreurs systématiques pourraient être dues à la position des capteurs dans le réseau. En effet, si la vitesse moyenne *U* mesurée en continu par le débitmètre ISCO est surestimée par rapport à la vitesse moyenne V_{moy} mesurée avec le courantomètre NIVUS par extrapolation de vitesse, cela veut dire que le cône d'émission qui limite le volume échantillonné par le débitmètre ISCO ne cible pas exactement la position de la vitesse moyenne mais est plus ou moins orienté vers un niveau où la vitesse est supérieure à la vitesse moyenne. Plus logiquement, dans ce cas le cône d'émission se rapproche de la position de la vitesse maximale comme l'indique la Figure 3-16. Cela dépend essentiellement de la position du débitmètre dans le collecteur (Larrarte *et al*. 2008).

Afin de vérifier cette hypothèse, nous avons analysé les positions des capteurs dans le réseau et les positions des vitesses moyennes et maximales obtenues par le traitement des mesures expérimentales au centre de l'écoulement pour toutes les mesures. On rappelle que les

débitmètres ISCO 2150 ont été installés en paroi en face de la banquette dans le collecteur. Le débitmètre amont a été fixé à 0,3 m au-dessus du radier et celui de l'aval a été installé à 0,23 m du radier. L'angle de tir du débitmètre ISCO 2150 est de 20°. Les positions adimensionnelles respectives de la vitesse moyenne et de la vitesse maximale obtenue par l'exploration de champs de vitesse sur les collecteurs amont et aval, en fonction du taux de remplissage sont représentées dans la Figure 3-14. On peut noter que la position moyenne de la vitesse maximale se situe à 75% suivant la hauteur d'eau au centre du chenal principal quel que soit le taux de remplissage, pour l'amont et pour l'aval. La position moyenne verticale de la vitesse moyenne au centre du chenal est située à 36% de la hauteur d'eau à partir du radier pour l'amont et 39% pour l'aval. Cette différence de 3% entre la position de la vitesse moyenne amont et aval pourrait expliquer la différence des erreurs relatives moyennes entre les données de mesures en continu et obtenues par exploration de champs de vitesse sur ces deux points de mesures. En effet, la surestimation est beaucoup plus importante (18%) pour l'amont car le débitmètre y est situé à 0,30 m du radier et le cône délimitant le volume de mesure cible la position la plus proche de la vitesse maximale. Pour l'aval, le débitmètre est installé à 0,23 m du radier et le volume échantillonné se situe au-dessus mais plus proche de la position de la vitesse moyenne, d'où une valeur plus faible de l'erreur relative à 6%. Ces positions de la vitesse moyenne pour l'amont et l'aval sont proches de la position de la vitesse moyenne prescrite par la norme NF EN ISO 748 (2009) qui est à 40% par rapport à la hauteur d'eau depuis le radier. Ces observations sont différentes par rapport à celles observées sur le site de Jardin des Plantes et de Cordon Bleu. En effet, sur le site de Jardin des Plantes et le site de Cordon Bleu, la position de la vitesse moyenne mesurée est non seulement différente de ce que rapporte la norme NF EN ISO 748 (2009) mais qu'en plus, elle n'est pas constante et décroît avec le taux de remplissage.

Tableau 3-3 : Comparaison des données mesurées en continu par les débitmètres ISCO 2150 et les données ponctuelles mesurées par les courantomètres NIVUS

	Date	Taux de remplissage	Vitesse moyenne NIVUS	Vitesse moyenne ISCO	Erreur relative sur la vitesse moyenne
		TR	V_{moy}	*U*	$Er(V_{moy}\text{-}U)$
	Unité	(%)	(m/s)	(m/s)	(%)
Amont	25/08/2015	18	0,05	0,06	19
	08/09/2015	19	0,07	0,09	18
	08/07/2015	21	0,14	0,17	18
	12/05/2015	24	0,07	0,09	18
	03/06/2015	27	0,1	0,12	18
	11/06/2015	29	0,1	0,12	17
	Min	---	---	---	*17*
	Max	---	---	---	*19*
	Moyenne	---	---	---	*18*
	Ecart-type	---	---	---	*0*
Aval	25/08/2015	14	0,06	0,07	6
	20/08/2014	15	0,1	0,11	6
	29/07/2015	15	0,08	0,08	6
	08/09/2015	15	0,09	0,09	6
	17/06/2015	17	0,12	0,13	5
	28/04/2015	23	0,12	0,12	5
	Min	---	---	---	*5*
	Max	---	---	---	*6*
	Moyenne	---	---	---	*6*
	Ecart-type	---	---	---	*0*

	Date	Taux de remplissage	Incertitude-type sur le débit	Incertitude élargie à un niveau de confiance de 95% (k = 2)	Débit NIVUS	Incertitude élargie	Débit ISCO	Erreur relative sur le débit
		TR	$u(Q_{NIVUS})$	$U(Q_{NIVUS})$	Q_{NIVUS}	$\pm \Delta Q_{NIVUS}$	Q_{ISCO}	$Er(Q_{NIVUS} - Q_{ISCO})$
	Unité	(%)	%	%	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(%)
Amont	25/08/2015	18	8,60%	17,20%	12,02	2,1	14,88	19%
	08/09/2015	19	8,60%	17,20%	17,91	3,46	21,95	18%
	08/07/2015	21	8,60%	17,30%	41,46	6,15	50,56	18%
	12/05/2015	24	8,60%	17,20%	26,52	4,08	32,3	18%
	03/06/2015	27	8,60%	17,20%	44,42	6,24	53,89	18%
	11/06/2015	29	8,60%	17,20%	44,85	6,03	54,3	17%
	Min	---	*8,60%*	*17,20%*	---	---	---	*17%*
	Max	---	*8,60%*	*17,30%*	---	---	---	*19%*
	Moyenne	---	*8,60%*	*17,20%*	---	---	---	*18%*
	Ecart-type	---	*0,00%*	*0,00%*	---	---	---	*0%*
Aval	25/08/2015	14	8,60%	17,20%	11,34	2,68	12,13	6%
	20/08/2014	15	8,60%	17,20%	18,7	3,19	19,94	6%
	29/07/2015	15	8,60%	17,20%	15,87	4,09	16,81	6%
	08/09/2015	15	8,60%	17,30%	17,08	4,32	18,07	5%
	17/06/2015	17	8,60%	17,20%	27,16	6,28	28,62	5%
	28/04/2015	23	8,60%	17,20%	38,98	6,38	40,92	5%
	Min	---	*8,60%*	*17,20%*	---	---	---	*5%*
	Max	---	*8,60%*	*17,30%*	---	---	---	*6%*
	Moyenne	---	*8,60%*	*17,20%*	---	---	---	*6%*
	Ecart-type	---	*0,00%*	*0,00%*	---	---	---	*0%*

Concernant les incertitudes sur le débit, les calculs conduisent aux résultats présentés dans le Tableau 3-3b. On constate que la valeur de l'incertitude est constante pour tous les échantillonnages effectués que ce soit pour l'amont ou pour l'aval. La valeur de l'incertitude élargie *U(Q)* à un niveau de confiance de 95% (k = 2) est en moyenne de 17%. Les débits sont faibles donc on les a exprimés en (l/s). A titre d'exemple de résultat, avec le facteur d'élargissement $k = 2$, le débit jaugé du 11/06/15 en amont est de 44,85 ± 6,03 l/s.

La Figure 3-17 représente la distribution des incertitudes élémentaires dans l'incertitude du débit jaugé. Cette illustration est intéressante car elle présente le poids respectif des différentes sources d'incertitude. On montre bien ici que la grande majorité de l'incertitude calculée provient du nombre limité (trois) de verticales, avec un poids écrasant du terme u_m dans l'incertitude totale (81 %). Cela montre que le nombre de verticales est le principal facteur limitant la qualité de mesure de la vitesse moyenne par l'exploration de champs de vitesse et donc du débit jaugé, c'est ce qui était prévu. En effet, on aurait eu un risque d'erreur plus élevé si on avait choisi de faire plus de verticales car la hauteur et la vitesse varie

rapidement à cause du caractère instationnaire de l'écoulement. Cette incertitude élargie *U(Q)* de 17% correspond avec l'incertitude globale élargie évaluée à partir des valeurs types issues de l'abaque de l'Annexe E NF EN ISO 748 (2009) si on choisit trois verticales. Dans la présente norme :

- *U(Q)* = 15 % pour 5 verticales
- *U(Q)* = 9 % pour 10 verticales
- *U(Q)* = 6 % pour 15 verticales
- *U(Q)* = 5 % pour 20 verticales.

Les erreurs relatives moyennes entre les données de mesures en continu et celles mesurées ponctuellement seront considérées comme des erreurs systématiques qui affectent les données de de vitesses en continu mesurées par les ISCO 2150 en amont et aval.

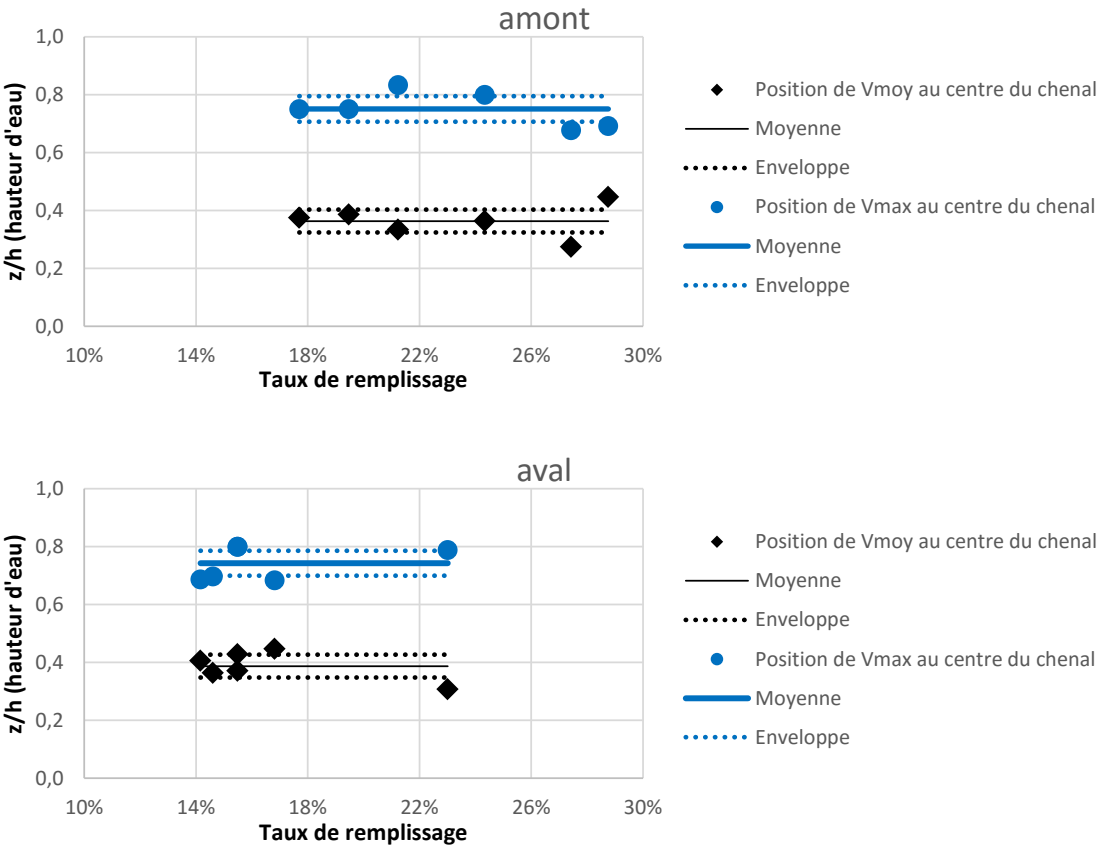


Figure 3-14: Positions de la vitesse moyenne et de la vitesse maximale mesurée par exploration de champs de vitesse au centre du chenal principal

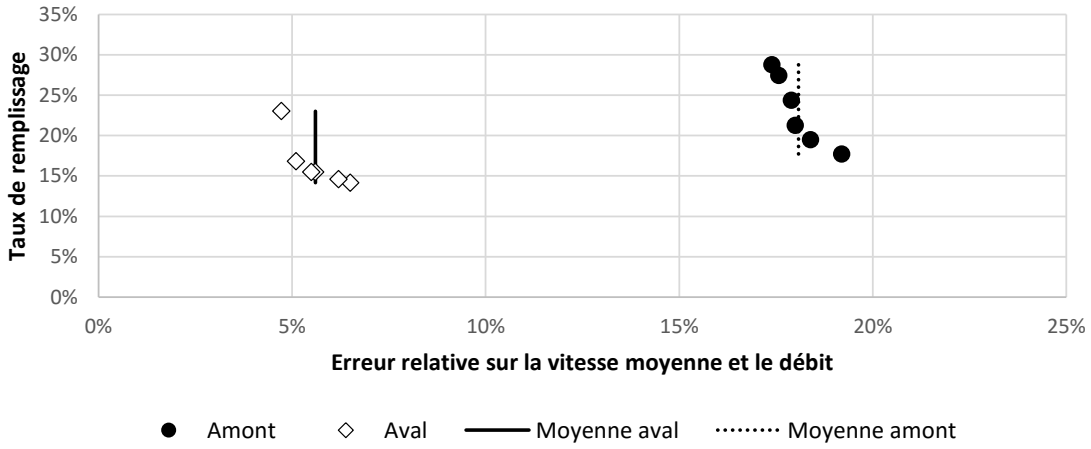


Figure 3-15: Variation de l'erreur relative sur la vitesse moyenne et le débit en fonction du taux de remplissage

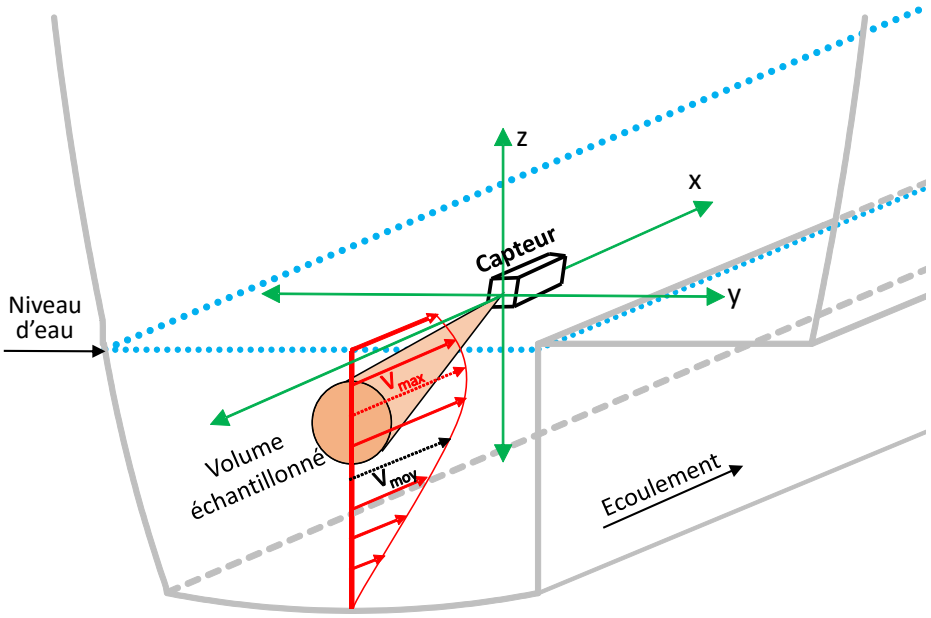


Figure 3-16: Schéma expliquant la surestimation de la vitesse moyenne par les débitmètres ISCO 2015

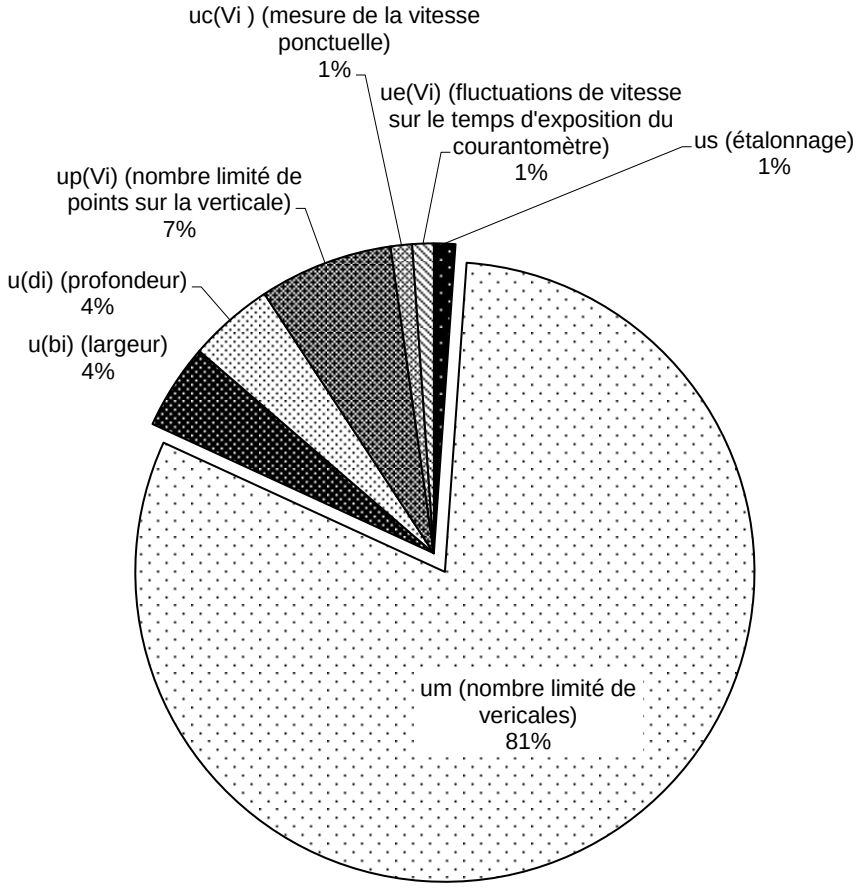


Figure 3-17: Distribution des incertitudes élémentaires dans l'incertitude du débit jaugé sur les deux points de mesure amont et aval du site de Place de la Bonde

L'étude de la répartition spatiale des vitesses dans les réseaux d'assainissement a conduit aux conclusions suivantes :

- Pour la plupart des cas que ce soit en amont ou en aval, on observe également la présence de la vitesse maximale au centre de l'écoulement en dessous de la surface libre. Ceci est un phénomène caractéristique des canaux étroits (Ar < 5).
- Les vitesses près du fond de l'écoulement sont toujours nulles en amont, ce qui laisse supposer la présence permanente de la couche dense ou à défaut du dépôt sédimentaire sur ce point de mesure.
- Pour certains cas, on a noté l'effet des frottements pariétaux sur les champs de vitesse pour l'amont et l'aval : les profils de vitesse proches de la paroi verticale de la banquette présentent une forme particulière.
- Pour certains cas, on a observé l'influence de la jonction, plus précisément l'apport de la branche secondaire (branche) sur le champ de vitesse amont. Ceci se traduit par la position décalée de la vitesse maximale vers la paroi verticale de la banquette.
- La vitesse moyenne se situe en moyenne à 36% (0,36h) de la hauteur d'eau à partir du radier pour l'amont et à 39% (0,39h) pour l'aval. Ces positions de la vitesse moyenne sont proches de la position de la vitesse moyenne prescrite par la norme NF EN ISO 748 (2009) (0,4h).

- Les incertitudes sur les débits jaugés sont de 17% pour les deux points de mesure amont et aval. La grande majorité de l'incertitude calculée provient du nombre limité de verticales, avec contribution de 81% dans l'incertitude totale.

La vérification des données issues des capteurs de mesure en continu ISCO avec celles mesurées par les données obtenues par le jaugeage par extrapolation du champ de vitesse utilisant des courantomètres NIVUS montre que :

- Les capteurs ISCO surévaluent la vitesse moyenne. Une surestimation relative moyenne de 18% a été notée pour l'amont et 6% pour l'aval.
- Plus le taux de remplissage augmente, plus l'erreur relative est faible.
- L'erreur relative entre les données issues des capteurs de mesure en continu ISCO avec celles mesurées par les données obtenues par le jaugeage par extrapolation du champ de vitesse utilisant des courantomètres NIVUS est liée à la position des capteurs ISCO dans les collecteurs.

3.1.2 **Site de la STEP de Maxéville**

Deux objectifs sont retenus pour l'étude de la représentativité du débit sur ce site :

- vérification de la présence d'une loi reliant le débit et la hauteur [$Q = f(h)$]. Ceci est nécessaire pour l'estimation du débit sur ce site dont le seul paramètre est la hauteur d'eau.
- étude de la variabilité du débit à différentes échelles (journalière, hebdomadaire) et selon l'évènement (temps sec ou temps de pluie). L'intérêt de cette étude est de mieux cerner l'évolution temporelle de la hauteur et du débit sur ce site et de déterminer les gammes de ces paramètres. La connaissance des gammes de débit en particulier sera nécessaire pour le calcul des flux polluants.

3.1.2.1 **Mesure et estimation du débit**

Les données utilisées pour cette étude sont celles acquises entre la période du :

- 11 septembre au 11 novembre 2009 : la hauteur et la vitesse moyenne ont été simultanément acquises en continu pendant cette période
- 01 avril 2015 au 14 juillet 2015 : la hauteur a été le seul paramètre mesuré pendant cette période.

En comparant les données de hauteur pour la période de 11 septembre au 11 novembre 2009 avec celle de 01 avril 2015 au 14 juillet 2015, nous avons constaté qu'il n'y a pas d'évolution : les gammes de valeurs de hauteur au cours des jours de temps sec restent les mêmes.

Les données acquises entre le 11 septembre et le 11 novembre 2009 nous ont permis de déterminer le débit en faisant le produit de la vitesse moyenne mesurée par la surface mouillée. Nous nous sommes permis d'utiliser ces données pour vérifier s'il est possible d'établir une relation liant la hauteur et le débit sur ce site. Pour ce faire, nous avons estimé le débit utilisant la formule de Manning-Strickler (équation (1-19) en prenant une valeur de K = 80 $m^{1/3}/s$. Nous pouvons observer sur la Figure 3-18 qu'il y a une unicité $Q = f(h)$ en utilisant la formule de Manning-Strickler pour les jours de temps sec. Les résultats (Figure 3-18) montrent une bonne correspondance entre le débit mesuré et le débit estimé pour les jours de temps sec. En revanche, une sous-estimation de débit par la formule de Manning-Strickler est observée pour les forts débits (grands évènements pluvieux). Etant donné que l'objectif de cette thèse n'est pas de faire une modélisation robuste, et que nous ne nous sommes intéressés qu'aux données de temps sec pour les calculs antérieurs, nous ne sommes donc pas allés plus loin pour améliorer la relation permettant d'estimer au mieux les valeurs de temps de pluie.

A titre de vérification, l'écart relatif entre le débit mesuré instantané et le débit estimé instantané par temps sec a été calculé. Nous avons trouvé une valeur de 6 ± 3% sur toutes les données du temps sec du 11 septembre au 11 novembre 2009. Nous pouvons constater que cet écart est faible, ce qui confirme la validité du modèle utilisé pour l'estimation du débit par temps sec sur ce site. Nous utilisons donc cette relation pour l'estimation du débit par temps sec dans les études qui vont suivre, pendant lesquelles la hauteur a été le seul paramètre mesuré.

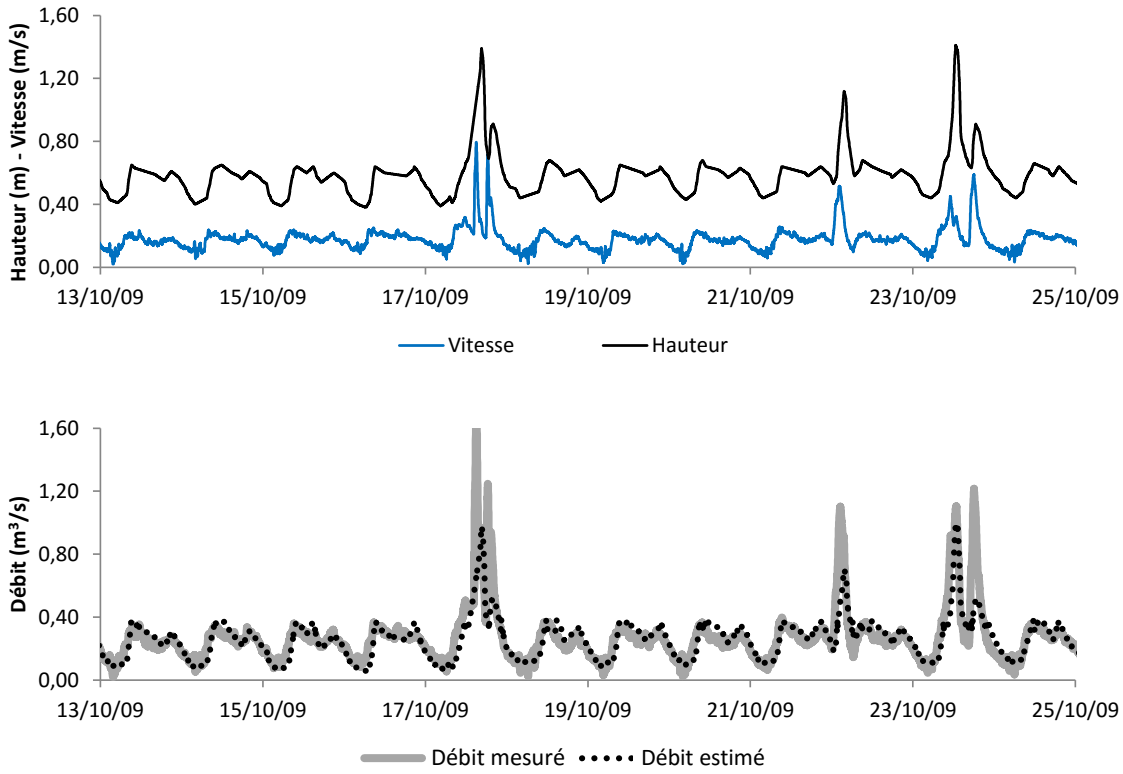


Figure 3-18: Exemple de chroniques de hauteur, vitesse, débit mesuré et débit estimé sur le site de la STEP de Maxéville.

3.1.2.2 **Etude de la variabilité du débit**

3.1.2.2.1 Evolution de la hauteur d'eau et du débit

La Figure 3-21 représente l'évolution de la hauteur et du débit en fonction des précipitations sur le site de la STEP de Maxéville pendant la période du 01 avril 2015 au 14 juillet 2015. On peut observer la réponse de la hauteur et du débit suite aux évènements pluvieux.

En procédant à une visualisation plus fine des chroniques, nous pouvons observer une déformation du cycle journalier classique (pic du matin et du début de soirée) à partir du 7 avril (Figure 3-19 et Figure 3-20). Aucune explication n'a pu être fournie par les gestionnaires du réseau à ce phénomène. La variabilité temporelle et évènementielle du débit sera appréhendée par les calculs dans la section suivante.

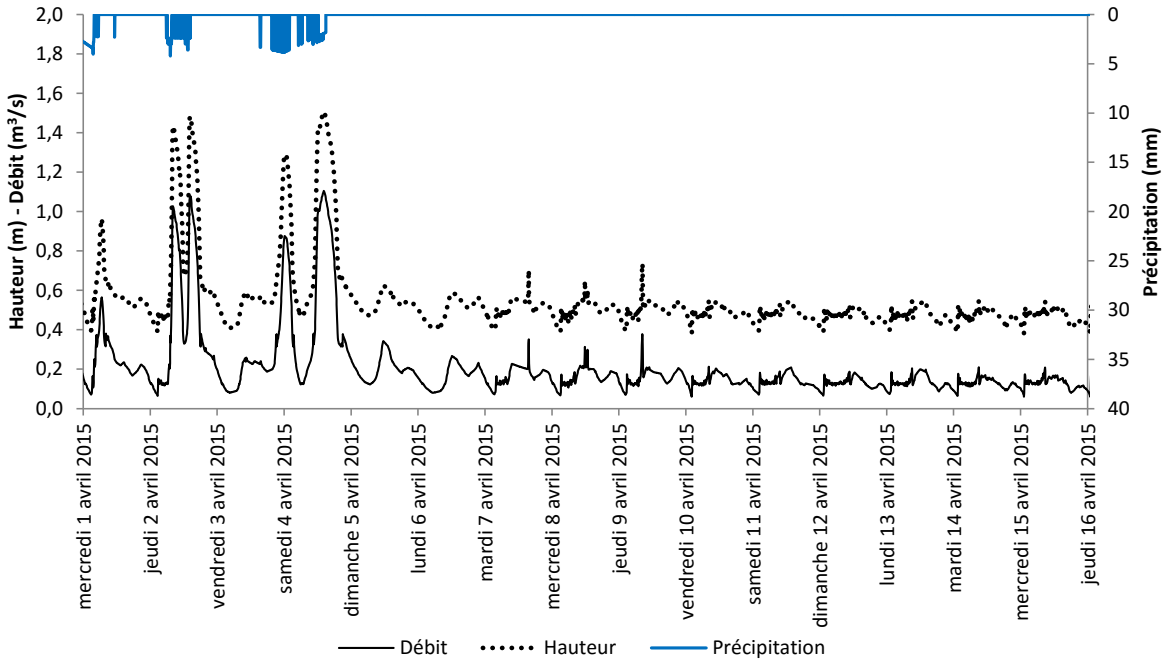


Figure 3-19: Changement de l'évolution de la hauteur et du débit sur le site de la STEP de Maxéville

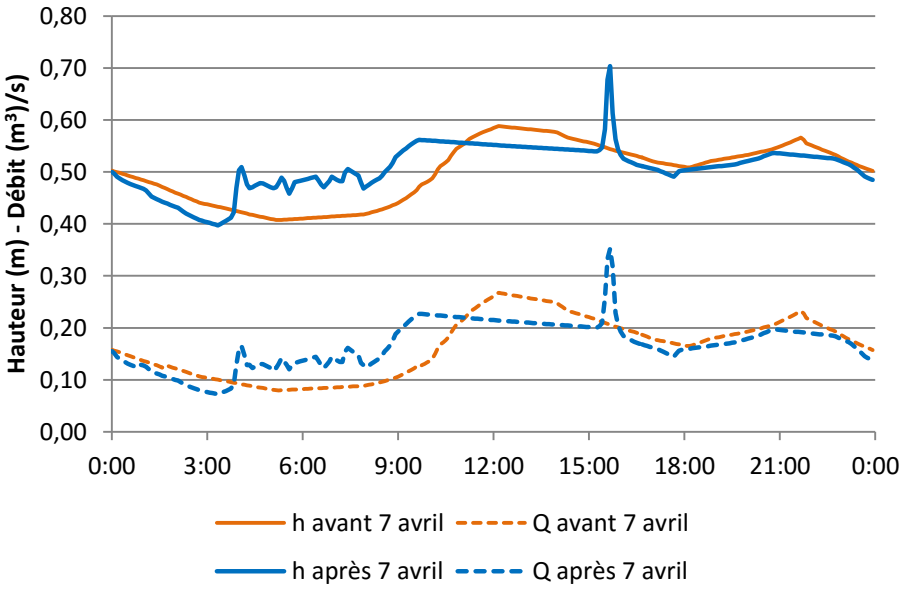


Figure 3-20: Journée type montrant le changement d'évolution de la hauteur et du débit sur le site de la STEP de Maxéville

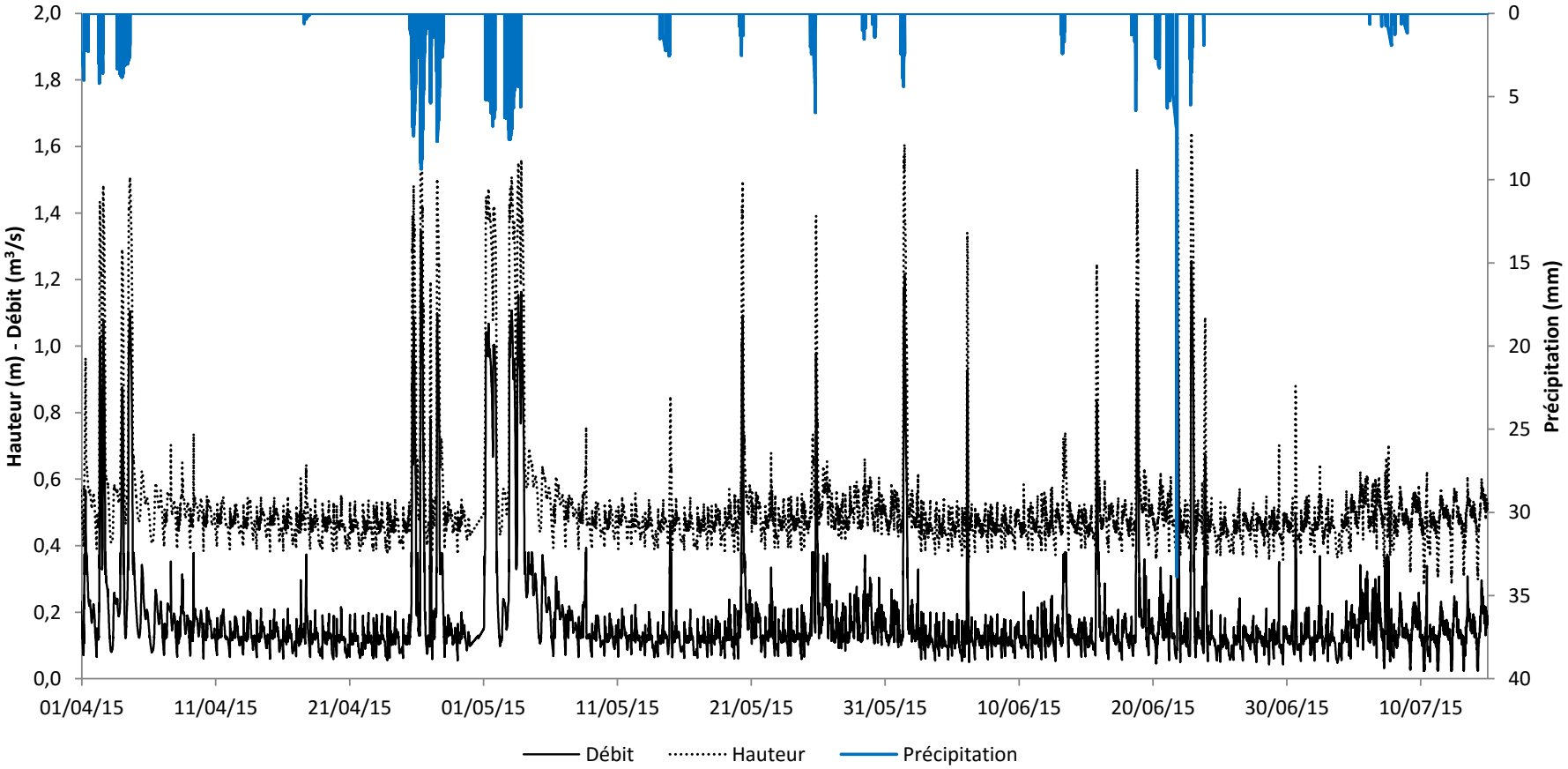


Figure 3-21: Evolution de la hauteur et du débit estimé sur le site de la STEP de Maxéville

3.1.2.2.2 Gammes de débits

Les débits instantanés et les débits journaliers par temps sec sur la période du 01 avril 2015 au 14 juillet 2015 ont été calculés. Les résultats sont représentés dans le Tableau 3-4. Les résultats montrent qu'il y a une variation hebdomadaire de débits de temps sec (instantanés et journaliers) sur le site de la STEP de Maxéville, avec une légère différence entre les jours de la semaine et les deux jours de fin de semaine. Pour les valeurs instantanées, le débit varie de 0,25 à 0,32 m^3/s avec une moyenne de 0,30 ± 0,01 m^3/s pendant les jours ouvrables, et de 0,24 à 0,31 ± 0,01 m^3/s avec une moyenne de 0,29 m^3/s pendant les weekends. Sur la base des valeurs journalières, le débit varie de 105600 à 140400 m^3/j avec une moyenne de 127500 ± 5100 m^3/j pendant les jours de la semaine, et de 107500 à 132350 m^3/j avec une moyenne de 124150 ± 3300 $m^3/$ pendant les weekends. Cette différence est liée à l'activité urbaine. En effet, il n'y a pas de fréquentation des lieux d'étude et il y a moins de personnes qui partent au travail pendant les deux jours de la fin de semaine : ceci explique la valeur de débit moins importante que pour les jours ouvrables.

Tableau 3-4: Gammes de débits par temps sec en entrée de la STEP de Maxéville

	Débit instantané (m^3/s)				Débit journalier (m^3/j)			
	Min	Max	Moy	Ecart-type	Min	Max	Moy	Ecart-type
JO	0,25	0,32	0,30	0,01	105600	140400	127500	5100
WE	0,24	0,31	0,31	0,01	107500	132350	124150	3300

JO : jours ouvrables, WE : weekends

En résumé, l'étude de la débitmétrie sur le site de la STEP Maxéville a conduit aux conclusions suivantes :

- il existe une unicité Q = f(h) (Manning-Strickler) permettant d'estimer le débit par temps sec.
- la variabilité temporelle du débit est liée à l'activité humaine (variations journalière, hebdomadaire, saisonnière) sur le bassin versant mais aussi à la météorologie.
- les gammes de débits instantanés par temps sec sont de 0,25 à 0,32 m^3/s avec une moyenne de 0,30 ± 0,01 m^3/s pendant les jours ouvrables, et de 0,24 à 0,31 ± 0,01 m^3/s avec une moyenne de 0,29 m^3/s pendant les weekends.
- les gammes de débits journaliers par temps sec sont de 105600 à 140400 m^3/j avec une moyenne de 127500 ± 5100 m^3/j pendant les jours de la semaine, et de 107500 à 132350 m^3/j avec une moyenne de 124150 ± 3300 $m^3/$ pendant les weekends.

3.1.3 **Site de Duchesse Anne**

Comme il a été dit ci-dessus, on rappelle que cette partie n'est pas destinée à étudier en détail la débitmétrie. La Figure 3-22 représente un exemple de chroniques de vitesse et de hauteur en fonction des précipitations sur le site de Duchesse Anne. On peut voir la variation de la hauteur et de la vitesse qui suit une évolution quotidienne de temps sec avec l'activité urbaine. On peut également observer l'augmentation de la hauteur d'eau suite à des évènements pluvieux.

Par temps sec, la hauteur d'eau varie entre 0,50 m et 0,75 m. Par temps de pluie elle varie selon l'intensité et la durée des précipitations. Pour la vitesse, on remarque que la vitesse reste dans la gamme de 0,5 à 0,6 m/s quel que soit l'évènement (temps sec ou temps de pluie). Ces informations seront nécessaires dans l'étude du biofilm (cf §§ 3.3).

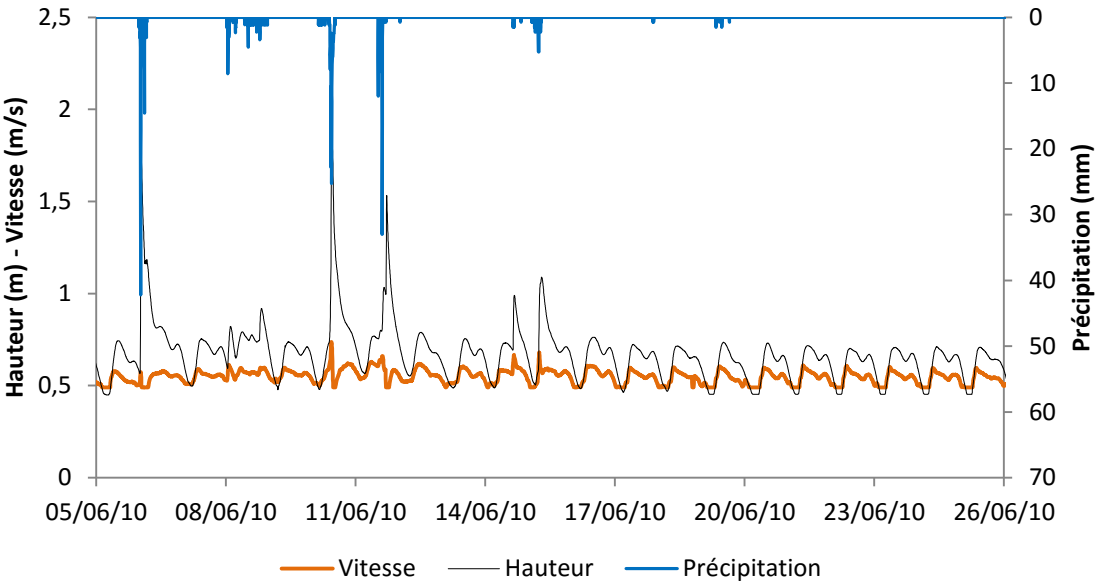


Figure 3-22: Extrait de chroniques de hauteur et de vitesse sur le site de Duchesse Anne.

3.2 Mesures des flux polluants

Cette étude se divise en six parties :

- La première partie traite la validation des données de turbidité sur le site de Place de la Bonde.
- La deuxième partie s'intéresse à la représentativité temporelle des polluants dont l'objectif est d'appréhender la variabilité temporelle des paramètres de qualité (température, pH, conductivité et turbidité). Cette étude concerne les trois points de mesure du site de Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville
- La troisième partie est consacrée aux analyses des échantillons de campagnes de prélèvement sur 24h afin d'étudier la variabilité journalière de la pollution de temps sec. Cette étude concerne le point de mesure aval (exutoire du bassin versant Barbusse) pour le site de Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville. On détermine la contribution des ions à la conductivité des eaux usées. Les flux massiques journaliers par temps sec des polluants ioniques majeurs sont aussi déterminés. Les flux journaliers des MES et DCO sont également évalués à partir des relations MES = f (T) et DCO = f (T).
- La quatrième partie traite de la représentativité spatiale des matières en suspension dans la section du collecteur. Cette étude est appréhendée uniquement sur les deux points de mesure amont et aval du site de Place de la Bonde.
- La cinquième partie étudie les caractéristiques physiques des particules en suspension et du sédiment au fond.
- La sixième et dernière partie consiste en une analyse combinée de différents jeux de données (turbidité, conductivité, hauteur, vitesse, précipitation, cisaillement, répartition de vitesse et de concentration …).

3.2.1 Validation des données de turbidité sur les points de mesures amont et aval du site de Place de la Bonde

Notons que les signaux de turbidité sur les points de mesures amont et aval du site de Place de la Bonde ont été entachés de bruits de très grande amplitude et de fréquence très variée allant de quelques minutes à plusieurs semaines. Les valeurs mesurées sont en général supérieures à celles utilisées pour la calibration linéaire des turbidimètres (2000 FNU), et les signaux sont souvent saturés (turbidité constante à 4000 FNU). L'objectif de cette partie est d'identifier les sources possibles de ces perturbations de signal afin de permettre de proposer des méthodes adéquates à l'élimination des artefacts de mesures, à l'exploitation et à l'utilisation des données.

3.2.1.1 Identification des sources de perturbations du signal

Nous avons lieu de soupçonner que les sources de perturbations du signal proviennent des raisons suivantes :

- encrassement de la sonde (micro-encrassement ou macro-encrassement)
- perturbation liée à la hauteur d'eau (cas du point de mesure sur la branche)
- mode d'installation et position de la sonde.

3.2.1.1.1 Encrassement

- **Micro-encrassement**

Le micro-encrassement est un encrassement imputable aux salissures des éléments optiques dû aux dépôts de couches de graisses ou de biofilms (Ruban, 1995 ; Bertrand-Krajewski *et al.* 2000 ; Versini *et al.* 2015). Les cellules optiques peuvent donc être partiellement ou totalement occultées par les salissures. Il s'ensuit non pas une saturation du signal comme dans le cas du macro-encrassement (Figure 3-23) mais plutôt un décalage progressif vers les valeurs hautes. Ce type d'encrassement est normalement pallié par les systèmes d'auto-nettoyage dont sont équipés la plupart des capteurs, mais peut néanmoins se produire dans des circonstances particulièrement défavorables ou si des pièces sont usées. Cela a par exemple été observé sur le site de Clichy à Paris (Lacour, 2009) en utilisant des capteurs redondants de marque Ponsel (Figure 3-23). Sur cet exemple, la sonde n°1 ne subit aucune perturbation. En revanche, la sonde n°2 est encrassée du 11 au 15/06/07 (avec une petite rémission le 14), ce qui se traduit par une augmentation progressive de la turbidité. Puis, lorsque les salissures sont retirées de la sonde (15/06/07 à 12h environ), le signal retrouve brusquement un niveau normal qui se superpose à celui de la sonde n°1.

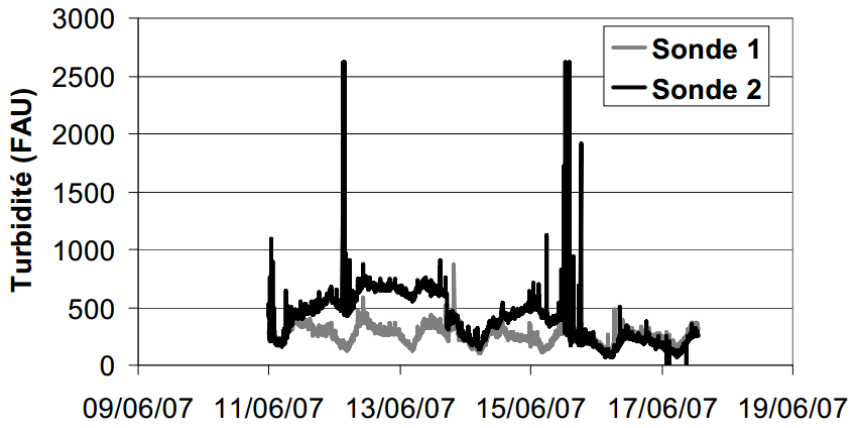


Figure 3-23: Exemple de micro-encrassement avec décrochage du signal de la sonde 2 – Site de Clichy (LEESU, OPUR) (Lacour, 2009)

Il faut souligner qu'il est difficile de diagnostiquer un micro-encrassement en l'absence de capteur redondant ou de constatation à la suite d'une vérification. Faute de capteur redondant sur nos points de mesure, nous n'avons pas essayé d'identifier ce type d'encrassement sur nos sites.

- **Macro-encrassement**

Ce type d'encrassement est lié à la présence de nombreux déchets flottants dans le réseau d'assainissement (en surface ou au sein de l'écoulement), obstruant les cellules optiques des sondes (Ruban, 1995 ; Bertrand-Krajewski *et al*. 2000 ; Versini *et al*. 2015). En effet, le faisceau de mesure a une taille de quelques millimètres et il peut être facilement obstrué par des déchets ou des grosses particules. De ce fait, les cellules ou le faisceau peuvent se retrouver temporairement occultés. Le problème se manifeste par la présence des pics très élevés pendant plusieurs minutes voire même une saturation du signal pendant plusieurs heures ou jours. Pour le cas du site de Place de la Bonde, où les turbidimètres sont installés

directement en collecteur, on observe souvent lors du nettoyage que différentes sortes de macro-déchets comme les lingettes et les fils de papier toilette restent accrochées sur les sondes et bouchent complètement les cellules optiques malgré la protection des manches en toile. La Figure 3-24 montre quelques cas de photos montrant l'encrassement du turbidimètre amont et aval par des macro-déchets pour différentes dates d'intervention sur le site de Place de la Bonde.

La Figure 3-25 montre des exemples de perturbations de la sonde amont sur le site de Place de la Bonde. Elle est intéressante car elle montre à la fois des périodes de quasi bon fonctionnement avec des macro-encrassements (pics) isolés, et une période de saturation quasi continue à partir du 23/11.

Comme la durée de ces artefacts varie de quelques minutes à plusieurs jours, cela amène à penser qu'ils ne correspondent pas tellement à une occultation temporaire par une grosse particule (le temps nécessaire à une grosse particule pour traverser le faisceau optique est estimé à environ 0,1s pour une vitesse d'écoulement de 10cm/s) mais plutôt à une forme de colmatage temporaire ou partiel par des macro-déchets. L'accrochage des macro-déchets est donc un problème majeur des mesures en continu de turbidité dans les cas des sondes directement immergées dans les collecteurs (dans le cas de sondes installées en dérivation, c'est l'orifice d'aspiration du circuit qui est soumis à ces risques d'accrochage).



Figure 3-24: Photos montrant l'encrassement des sondes par des macro-déchets

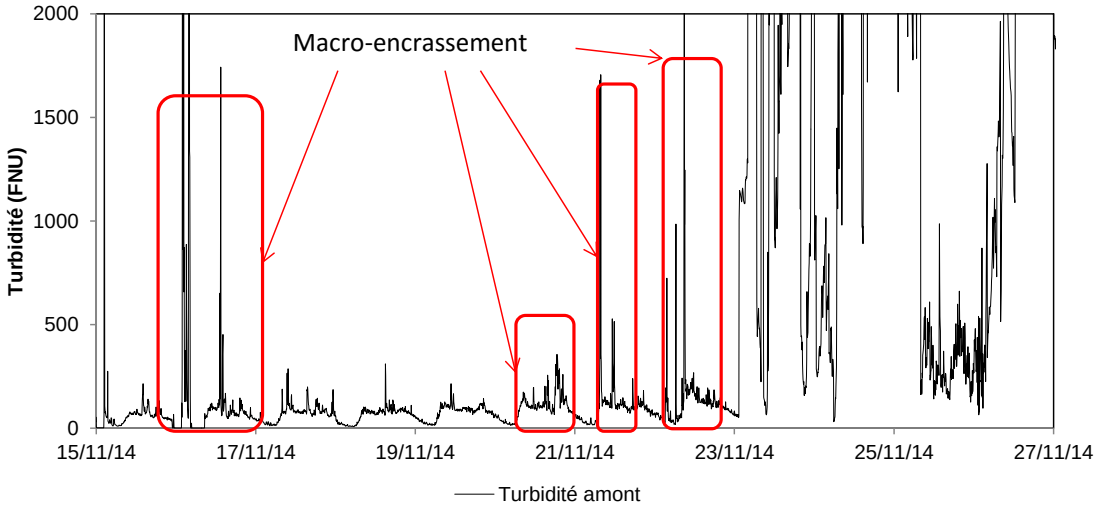


Figure 3-25: Bruits et saturation des signaux de turbidité amont et aval pendant une période longue

3.2.1.1.2 Perturbation liée à la hauteur d'eau

Contrairement aux deux autres points de mesure (amont et aval), le signal de turbidité sur la branche parait bon et « exploitable » la plupart du temps. Une reproductibilité du cycle quotidien par temps sec a été observée sur ce point de mesure. Mais on a également noté la présence de pics très élevés (600 FNU à 4000 FNU) (Figure 3-26). En analysant plusieurs données par temps sec (Figure 3-26 b, Figure 3-26 c), on a constaté la présence de deux pics chaque jour : le premier se situe entre 23h45 et minuit et le deuxième entre 05h40 à 06h10. La durée des pics varie seulement de 5 à 15 mn. La hauteur d'eau se situe alors entre 10 et 14 cm sur ce point de mesure. La sonde de turbidité se trouve à une hauteur de 10 cm par rapport au radier. La sonde n'est donc pas assez immergée pour pouvoir mesurer correctement et il se peut même qu'elle se trouve hors d'eau pour certains cas. En agrandissant les chroniques (Figure 3-26 c), on voit que le signal est très différent quand la sonde est hors d'eau. La valeur de la turbidité est très basse (environ 10 FNU) et reste constante entre l'intervalle délimitée par les deux pics. Les deux pics observés sont donc sans doute liés à l'émersion et à la ré-immersion du capteur dans l'eau usée.

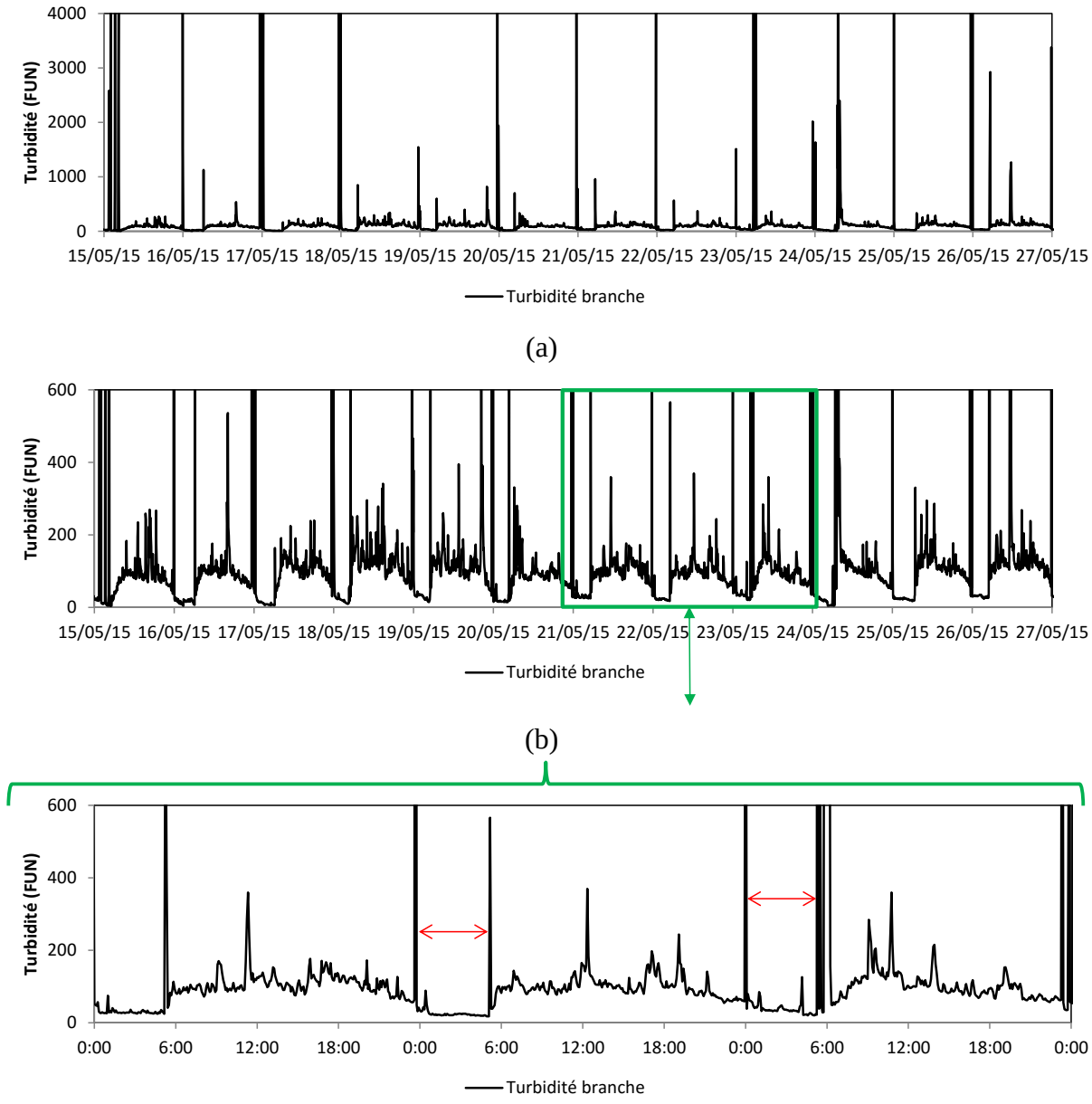


Figure 3-26: Exemple de données par temps sec sur le point de mesure branche montrant les pics liés à la sensibilité du capteur à la hauteur d'eau

En se basant sur cette observation, nous avons analysé les données de turbidité sur les points amont et aval pendant cet intervalle de temps (23h 45 à 6h 10) et nous avons observé le même phénomène pour certains jours de temps sec. La Figure 3-27 montre un exemple pour les mesures en amont. Des pics pouvant atteindre 4000 FNU ont été observés en début et fin de période. Contrairement au cas de la branche, on observe plusieurs pics de moindre amplitude au cœur de la période étudiée. Ces pics pourraient être dus à des entraînements sporadiques de couche dense qui se constitue par décantation la nuit et dont la présence n'a pas été constatée dans la branche. Une combinaison d'analyse de plusieurs paramètres sera consacrée dans la partie 3.2.6 pour apporter plus d'éclaircissement sur ces phénomènes.

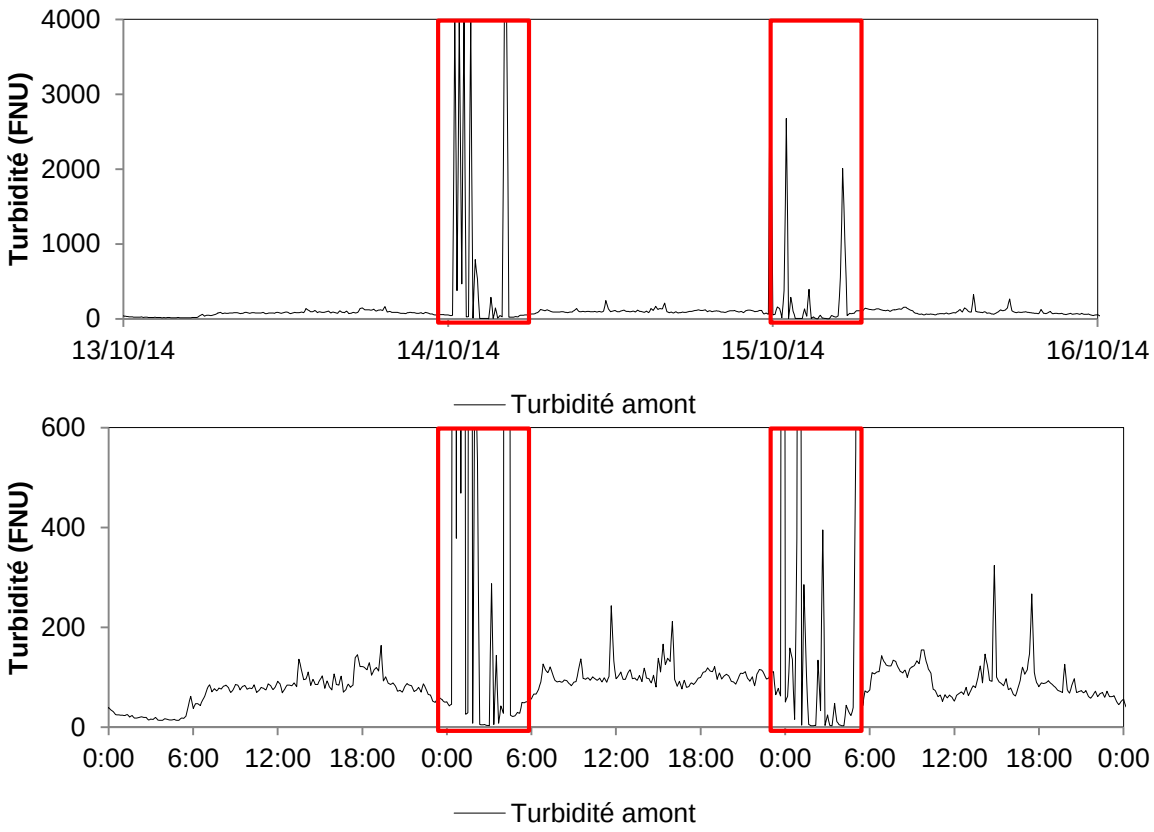


Figure 3-27: Exemple de données par temps sec sur le point de mesure amont montrant les pics liés à la sensibilité du capteur à la hauteur d'eau

3.2.1.1.3 Influence du mode d'installation et de la position des capteurs et vérification du bon fonctionnement des capteurs

Les dernières hypothèses que nous avons émises pour expliquer les perturbations du signal de turbidité concernent :

- l'état de fonctionnement des capteurs eux-mêmes
- le mode et la position d'installation des capteurs.

Les études pour vérifier ces hypothèses ont été effectuées sur le site de la STEP de Maxéville. Les trois turbidimètres de même marque (Solitax sc de Hach Lange) ont été placés selon les positions et les méthodes résumées dans le Tableau 3-5. Les turbidimètres 1 et 2 sont respectivement ceux installés sur les points de mesure amont et aval du site de Place de la Bonde. Le capteur 3 (flottant) est celui du site de Maxéville.

Tableau 3-5 : Mode d'installation et position des turbidimètres

Turbidimètre	Mode d'installation	Position
1	Fixe	Au milieu et au fond de l'écoulement (à 10 cm au-dessus du fond)
2	Fixe	A 20 cm au-dessus du premier turbidimètre
3	Flottant	Toujours à 10 cm en dessous de la surface quelle que soit la hauteur d'eau

- **Vérification**

Pour vérifier les trois turbidimètres installés sur le site de Maxéville, nous avons utilisé deux suspensions de formazine à 40 FNU et 200 FNU. La vérification a été effectuée sur le terrain le 18 décembre 2015. Les résultats de vérification sont représentés dans le Tableau 3-6. Les résultats de vérification paraissent satisfaisants pour les turbidimètres fixes 1 et 2. Les écarts relatifs de valeurs de turbidité par rapport à celles des solutions étalons sont seulement de 1 à 7%. Nous rappelons que ces deux turbidimètres sont ceux qui étaient installés aux points de mesures amont et aval du site de Place de la Bonde. Ces résultats nous rassurent donc que les perturbations majeures au niveau des signaux de turbidité observées sur ces points de mesure n'étaient pas liées au fonctionnement des capteurs mais à des phénomènes extérieurs (passage des grosses particules, macro-encrassement, position des capteurs, couche dense…). En revanche, une dérive importante est observée pour le turbidimètre flottant. En effet, les écarts relatifs de la valeur de la turbidité par rapport aux valeurs de la turbidité des solutions étalons sont respectivement de 67% pour l'étalon à 40 FNU et de 40% pour l'étalon à 43%. Cela montre la nécessité d'un étalonnage pour ce capteur.

Tableau 3-6: Vérification des turbidimètres sur le site de Maxéville

	Turbidité (FNU)					
Solution étalon	40			200		
Turbidité	Valeur	Ecart	Ecart en (%)	Valeur	Ecart	Ecart en (%)
Turbidimètre fixe 1	43	3	6%	183	17	9%
Turbidimètre fixe 2	41	1	1%	187	13	7%
Turbidimètre flottant	24	16	67%	140	60	43%

- **Interprétation des signaux de turbidité**

La Figure 3-28 représente l'évolution des turbidités fournies par les trois turbidimètres en fonction des précipitations et de la hauteur d'eau :

- le graphique du haut (Figure 3-28 a) représente les turbidités, la hauteur d'eau, les positions de capteurs dans l'eau et les précipitations
- le graphique du bas (Figure 3-28 b) est l'agrandissement des signaux de turbidités avec les précipitations.

Nous n'avons pu enregistrer que six jours de données (25 au 30 novembre 2015). Les autres données ont été perdues à cause d'un problème au niveau de la carte du transmetteur. Les graphiques en orange et vert représentent respectivement les signaux bruts issus des turbidimètres fixes au fond [1] et à la surface [2] et celui en gris représente le signal brut issu du turbidimètre flottant à la surface (toujours à 10 cm en dessous de la surface) [3].

Le jour du 25 novembre 2015 où un évènement pluvieux est survenu, on peut noter que la hauteur et les turbidités fournies par les trois capteurs augmentent en fonction de la pluie. L'augmentation de la turbidité est due à l'entrainement des particules en suspension par l'augmentation du débit liée à la pluie. Les trois jours qui suivent (26, 27 et 28 novembre 2015) sont des jours de temps sec. Le 26 novembre 2015, on voit que la hauteur et les trois turbidités suivent une évolution par temps sec. Les 27 et 28 novembre, on observe une augmentation de la turbidité fournie par le capteur flottant par rapport à celles des deux capteurs fixes. On observe également de nombreux pics de grandes amplitudes qui sont

probablement dus à des macro-déchets flottants, accrochés au système optique du turbidimètre et qui affectent le signal. Le matin du 29 novembre, le moment où le déchet se décroche de la sonde (cela grâce à la pluie) le signal de la turbidité redevient brusquement normal. On voit sur ce graphique que la position du turbidimètre flottant varie à peu près entre 0,3 et 0,45 m par temps sec. Cette position correspond donc au passage de flottants sur ce site. Ce type de perturbation peut être qualifié comme un macro-encrassement (Ruban 1995 ; Bertrand-Krajewski *et al*. 2000 ; Aumond et Mabilais 2008). Les deux turbidimètres fixes n'étaient pas au milieu de l'écoulement. C'est peut-être une raison pour laquelle ils ne retenaient pas les flottants. En agrandissant les signaux (Figure 3-28), on observe que les capteurs fixes [1] et [2] délivrent le même signal. La valeur absolue de la différence moyenne entre les turbidités fournies par ces deux capteurs est seulement de 4 ± 3 FNU pour toutes les données enregistrées. En revanche, une différence significative est observée entre la turbidité délivrée par le capteur flottant et celles fournies par les capteurs fixes. Cette différence peut être expliquée par la dérive de ce capteur, observée pendant la vérification. Pendant le fonctionnement normal du capteur (absence des perturbations), cette dérive est reflétée par une diminution assez régulière (28 FNU en moyenne) par rapport aux valeurs de turbidité fournie par les capteurs fixes qui sont considérées ici comme bonnes.

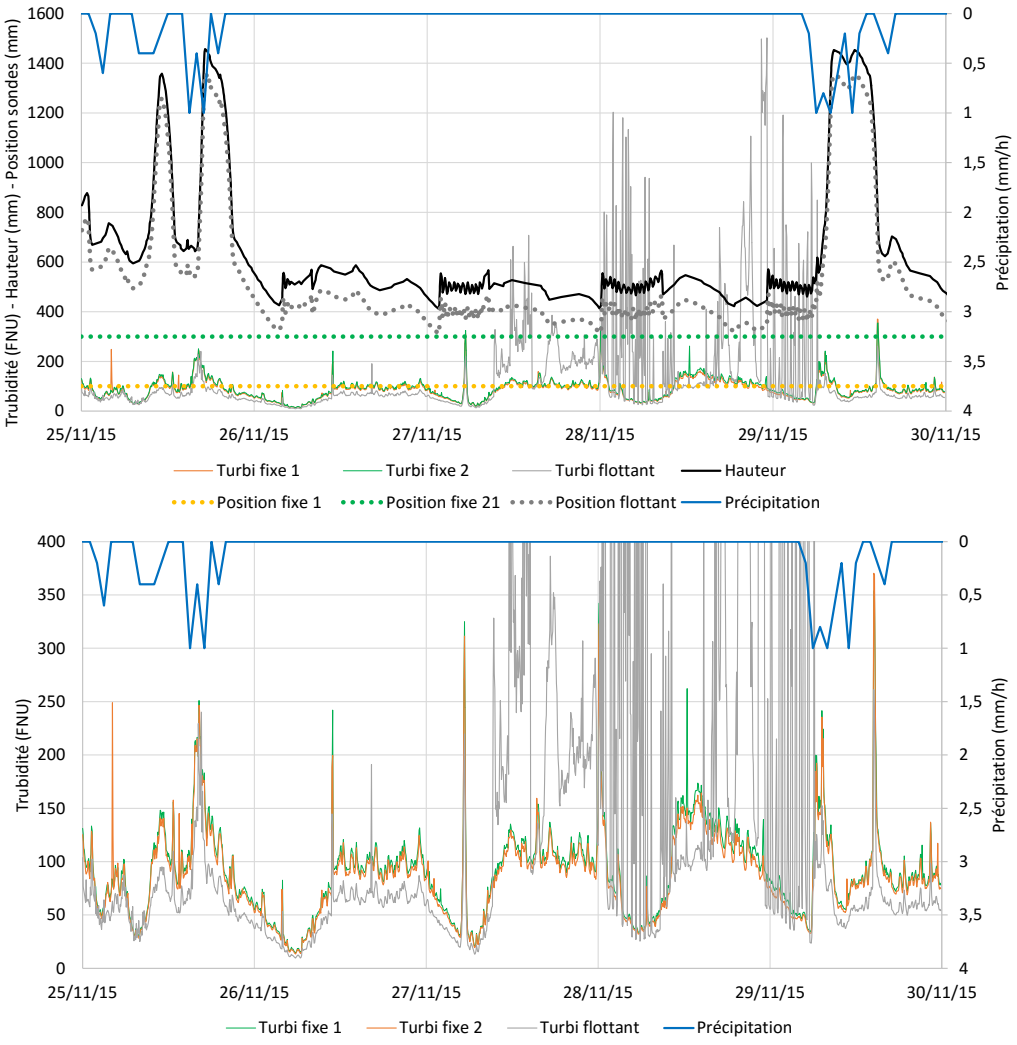


Figure 3-28: Signaux de turbidité délivrés par les trois turbidimètres

3.2.1.2 **Solutions pour limiter les bruits :**

Nous avons montré par les différentes tentatives effectuées dans le paragraphe précèdent que les perturbations au niveau des signaux de turbidité amont et aval ne sont pas liées à un problème matériel mais aux macro-encrassements. Les deux turbidimètres utilisés Place de la Bonde à Nantes ont donné des valeurs « normales » exempt de bruits fréquents lors des essais effectués sur le site de Maxéville. De ce fait, la seule solution que nous avons trouvée et retenue a été alors de procéder à des nettoyages manuels réguliers afin d'éliminer complètement tous les déchets entrainant l'obstruction des cellules optiques. En effet les systèmes de nettoyage automatique sont conçus pour pallier au micro-encrassement, mais ne permettent pas d'éviter l'encrassement dû aux macro-déchets comme les lingettes, les fils de papier toilette etc… Des nettoyages de capteurs ont été donc effectués lors chaque manipulation sur le site de Place de la Bonde.

La Figure 3-29 montre des exemples de l'influence des nettoyages manuels sur le signal de turbidité en amont. Aucune intervention n'a été effectuée entre le 17/12/14 jusqu'au 07/01/2015 pour cause de congés de fin d'année. On peut voir le 20/12/14 le début de l'encrassement de la sonde; le signal est très saturé à partir de cette date. Ensuite, le 27/12/14, les déchets sont détachés par une forte pluie et le signal de turbidité devient faible (de l'ordre de 60 FNU) ce qui montre également l'influence de la forte dilution. Puis, la sonde est à nouveau encrassée le 29/12/14, le signal subit alors des perturbations majeures. Finalement, le jour d'intervention sur le site du 07/01/15, les déchets sont décrochés des sondes et les signaux se retrouvent un niveau normal. Cet exemple montre que le fait d'effectuer des nettoyages manuels fréquents et réguliers est donc une condition nécessaire à l'obtention de mesures exploitables. Cela montre également l'importance des moyens humains pour l'entretien des matériels dans les réseaux d'assainissement.

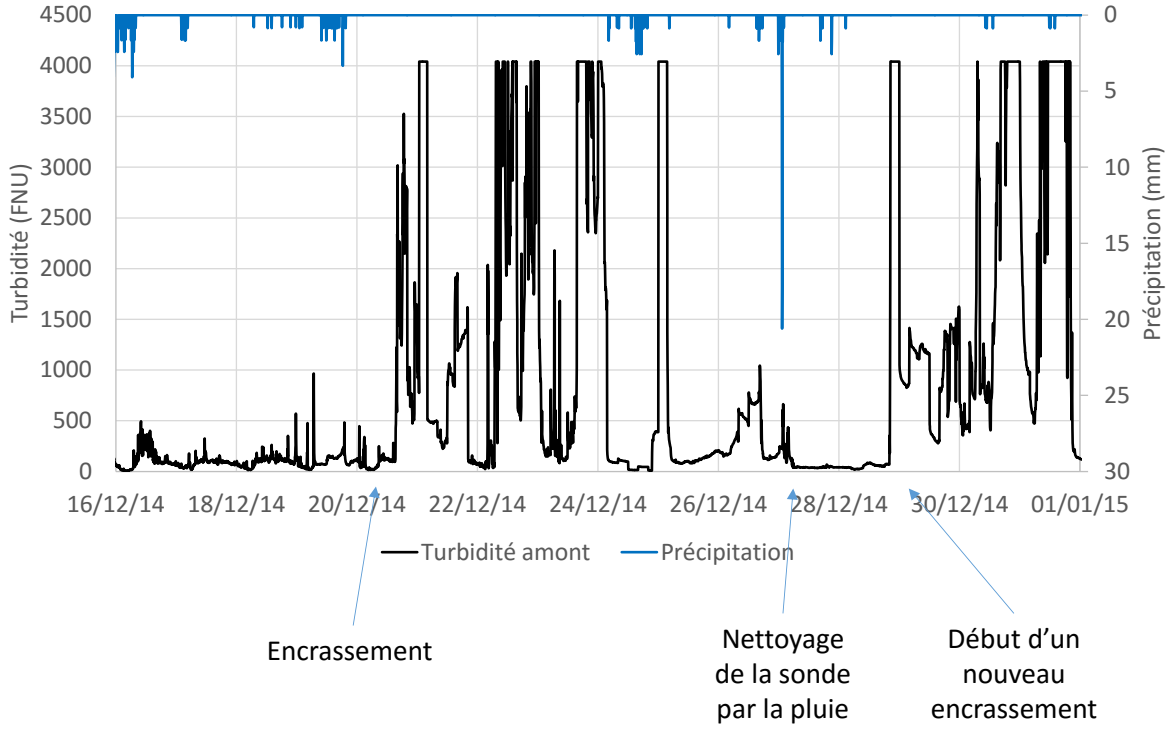


Figure 3-29: Encrassement et influence des nettoyages sur le signal (turbidité amont)

3.2.1.3 **Filtrage des données**

Le filtrage des données est la dernière étape essentielle afin d'obtenir des mesures exploitables. Nous avons vu précédemment que les bruits et les artefacts rendent le signal de turbidité inexploitable en l'état. Nous avons également identifié les sources des bruits. Dans cette section, nous allons analyser plus finement les bruits qui affectent le signal brut par rapport au signal jugé représentatif de phénomènes physiques réels afin de proposer le traitement adéquat pour transformer le signal brut en un signal représentatif. L'objectif du traitement de filtrage est d'éliminer ces bruits et artefacts tout en préservant la dynamique du signal de turbidité « vraie ».

3.2.1.3.1 Distinction du bruit avec le signal représentatif

Il est difficile de savoir si le pic représente le phénomène physique que l'on souhaite mesurer ou une perturbation, cela d'autant plus que l'amplitude du bruit se trouve dans la gamme des valeurs usuelles de mesures. Le bruit peut être identifié par opposition avec ce qui n'en n'est pas, autrement dit en définissant d'abord le signal représentatif.

3.2.1.3.2 Cycle quotidien par temps sec

Nous savons que la turbidité des eaux usées urbaines suit un cycle quotidien par temps sec. (Aumond et Mabilais, 2008 ; Lacour *et al*. 2009). Ceci constitue une information très importante permettant d'identifier le signal utile de turbidité. Par temps de pluie, la turbidité connait des variations réelles, sous formes de pics ayant une fréquence et une amplitude qui peuvent ressembler à celles des bruits. Vu l'encrassement important sur les points de mesures amont et aval sur le site de Place de la Bonde, il est ainsi très difficile de distinguer le signal utile de turbidité des bruits. Nous allons donc dans un premier temps nous focaliser seulement sur les données de temps sec.

3.2.1.3.3 Définition d'un bruit

Lacour (2009) définit le bruit de turbidité comme un événement introduisant une erreur par excès dans un signal brut pendant une ou plusieurs secondes consécutives. Ce bruit est donc à distinguer des fluctuations rapides de turbidité symétriques par rapport à la moyenne dues à l'hétérogénéité du milieu.

Pour identifier les bruits qui affectent le signal de turbidité et construire la chronique de référence, Lacour (2009) a utilisé les données de deux turbidimètres redondants avec une acquisition au pas de temps de la seconde sur le site de Duchesse Anne à Nantes. L'écart entre les valeurs à la seconde des deux signaux bruts de turbidité est étudié et comparé à un seuil K :

- Si l'écart entre les valeurs brutes est inférieur à K, les valeurs sont considérées comme concordantes et la valeur retenue à la seconde i est la moyenne des deux valeurs brutes.
- Si l'écart entre les valeurs brutes est supérieur à K, le couple de valeurs est rejeté et n'est pas pris en compte dans le calcul de la valeur au pas de temps de la minute.

La moyenne de l'ensemble des valeurs concordantes à la seconde (c'est-à-dire la moyenne des deux signaux bruts) est calculée sur la minute. On considère que le signal moyen ne varie pas significativement sur une minute et que K caractérise donc les fluctuations de part et d'autre de cette moyenne. Lacour (2009) indique que la valeur de K permettant de conserver 95% des valeurs est de 49 FAU.

Il faut préciser que cette opération n'est pas possible pour notre cas pour deux raisons majeures:

- il n'y a pas de capteur redondant sur chaque point de mesure sur le site de Place de la Bonde
- le pas de temps le plus rapide que l'on peut utiliser pour les turbidimètres Solitax sc avec la centrale d'acquisition est de 10 s. Nous avons donc décidé de garder le pas de temps à 5 mn.

La valeur de K trouvée par Lacour (2009) n'est pas utilisable dans notre cas car :

- d'une part elle caractérise le signal moyen sur une minute alors que notre acquisition porte sur la turbidité « instantanée » toute les 5 minutes, donc avec une variation du signal qui peut ne plus être négligeable ;
- d'autre part elle porte sur une différence de signaux de turbidité incluant l'incertitude d'étalonnage des deux turbidimètres.

Versini *et al*. (2015) indiquent un seuil critique de variation du signal (variation brusque) de l'ordre de 50 FAU/min. La valeur correspondant au pas de temps d'acquisition de 5 mn (cas des sondes du site de Place de la Bonde) est alors 250 FAU. Cette valeur de seuil étant applicable au signal moyen, faut-il tenir compte en outre des fluctuations rapides du signal ? L'écart-type expérimental caractérisant la simple distribution des fluctuations autour de la moyenne est de 7 FAU (Lacour, 2009). En prenant un facteur d'élargissement de 2 correspondant à un niveau de confiance de 95%, cela fait environ ±15 FAU. Il faut donc comparer l'incertitude à 95% du signal qui est de ±15 FAU au seuil de variation du signal entre deux enregistrements toutes les 5 mn qui est de 5*50 = 250, soit 15/250 = 6%, ce qui n'est pas important. L'utilisation d'un seuil de 250 FAU paraît donc adaptée aux enregistrements à 5 mn (cas des turbidimètres sur le site de Place de la Bonde).

Des données de turbidité en atténuation et néphélométrie issues de campagnes antérieures par temps sec et par temps de pluie sur les sites de Cordon Bleu et de Saint Mihiel (qui est le nom du déversoir d'orage situé sur le site Place de la Bonde) ont été utilisées pour établir le facteur de conversion des valeurs FAU (qui est l'unité usitée pour les mesures par atténuation, norme NF EN ISO 7027 (2000)) en FNU (qui est l'unité usitée pour les mesures par néphélométrie, norme NF EN ISO 7027 (2000)). On remarque tout d'abord que les relations donnant les concentrations en MES en fonction de la turbidité sont analogues sur ces deux sites (distants) situés sur le même réseau, ce qui correspond à des caractéristiques homogènes des particules. Cette observation est conforme aux résultats de Hannouche *et al*. (2011). On peut donc grouper leurs données pour disposer d'un nombre suffisant de résultats de turbidité dans les deux unités. Par ailleurs on montre que le facteur de conversion en temps sec n'est pas statistiquement différent de celui du temps de pluie. On peut ainsi établir une relation linéaire entre les valeurs en FAU et FNU (avec un coefficient de détermination r^2 de 0,86). Les calculs effectués par Ruban G. donnent FAU/FNU = effectivement à peu près 2 (2,25 = 1/0,4454) d'où la valeur de seuil d'environ 22 FNU/min et l'écart type de fluctuation du signal d'environ 3 FNU. Pour un pas de temps de 5 mn, le seuil de variation normale « brusque » du signal entre deux valeurs de turbidité consécutives est donc normalement de 110 FNU.

3.2.1.3.4 Filtre proposé

La nature des bruits ne permet souvent pas d'utiliser les filtres classiques utilisés en hydrologie dans le cas des mesures en continu de turbidité (Lacour, 2009). En effet, les perturbations observées sont d'amplitudes très importantes et irrégulières, avec un signal toujours décalé vers le haut. L'utilisation de filtres moyenneurs classiques comme la moyenne arithmétique ou la moyenne mobile est donc à éviter car cela pourrait entrainer un biais très important dans l'obtention du signal final. Aumond et Mabilais (2008) ont montré que l'utilisation d'une simple moyenne arithmétique pour le filtrage des données de turbidité ruine totalement l'information. Par ailleurs, il existe très peu de références sur le filtrage des données de turbidité. Il faut donc définir des filtres adaptés.

Le traitement et le filtrage des données proposés se font en deux étapes :

- suppression de toutes les données supérieures à 2000 FNU. En effet, les valeurs non perturbées généralement constatées en réseau d'assainissement, que ce soit par temps sec ou temps de pluie, sont inférieures à 2000 FNU (Joannis *et al*. 2010). Ainsi, les valeurs qui se trouvent au-delà de cette valeur ne sont pas considérées comme « fiables ». Par ailleurs, la valeur maximale de la solution étalon utilisé pour l'étalonnage des capteurs était de 2000 FNU.
- suppression des données dépassant un seuil K (à définir) et remplacement des données supprimées.

3.2.1.3.5 Définition du seuil K adapté pour les données de turbidité sur le site de Place de la Bonde

Après une validation visuelle sur le logiciel WISKI, nous avons trié quelques données par temps sec sur les points de mesures amont, branche et aval qui paraissent être représentatives des phénomènes (car elles suivent le cycle quotidien synchrone au débit) dans les réseaux d'assainissement.

Nous avons calculé les fréquences d'occurrence des valeurs de turbidité et les amplitudes des bruits pour les données triées dans le but de déterminer la valeur adéquate du seuil de rejet K. Plusieurs valeurs de K ont été testées et prises comme limites supérieures pour les calculs des fréquences et les amplitudes. En se basant du seuil converti en FNU dans le paragraphe précèdent, nous sommes partis de la valeur maximale de 110 FNU (pour un pas de temps de 5 mn) jusqu'à 22 FNU (valeur de seuil appliquée pour un pas de temps de 1 mn). Les valeurs de seuil retenues sont : 110, 88, 66, 44 et 22 FNU. Les fréquences et les amplitudes des bruits définis par les seuils de rejet K retenus sont représentés dans le Tableau 3-7.

Nous avons complété ces calculs par des analyses visuelles des données. Les données rejetées par le seuil sont remplacées par interpolation linéaire, c'est-à-dire par la moyenne des deux valeurs instantanées que les enveloppent. La Figure 3-30 montre un exemple d'analyse visuelle des données de turbidité en aval pour le choix du seuil de rejet K. On observe que le seuil de 110 FNU parait élevé et le filtre semble moins sévère et rejette peu de valeurs bruitées. En diminuant progressivement le seuil, nous sommes allés jusqu'au seuil de rejet de 22 FNU. On voit qu'avec ce seuil, le filtre rejette la plupart des valeurs bruitées tout en gardant le signal « utile ». Cette valeur est donc retenue comme seuil de rejet pour les turbidités des sous-sites amont, branche et aval du site de Place de la Bonde.

Tableau 3-7: Fréquences et amplitudes des bruits définis par les seuils de rejet K

	Amont		Aval		Branche	
	Durées en heures (h)	Pourcentage	Durées en heures (h)	Pourcentage	Durées en heures (h)	Pourcentage
Données utilisées	1494,7	100%	203,2	100%	10761,5	100%
Données > à 2000 FNU	26,4	2%	2,5	1%	72,1	1%
Seuil K > à 110 FNU	56,7	4%	24,2	12%	53,6	0%
Seuil K > à 88 FNU	65,1	4%	27,8	14%	65,9	1%
Seuil K > à 66 FNU	83,3	6%	35,8	18%	95,3	1%
Seuil K > à 44 FNU	111,0	7%	46,2	23%	178,0	2%
Seuil K > à 22 FNU	198,6	13%	75,6	37%	506,5	5%

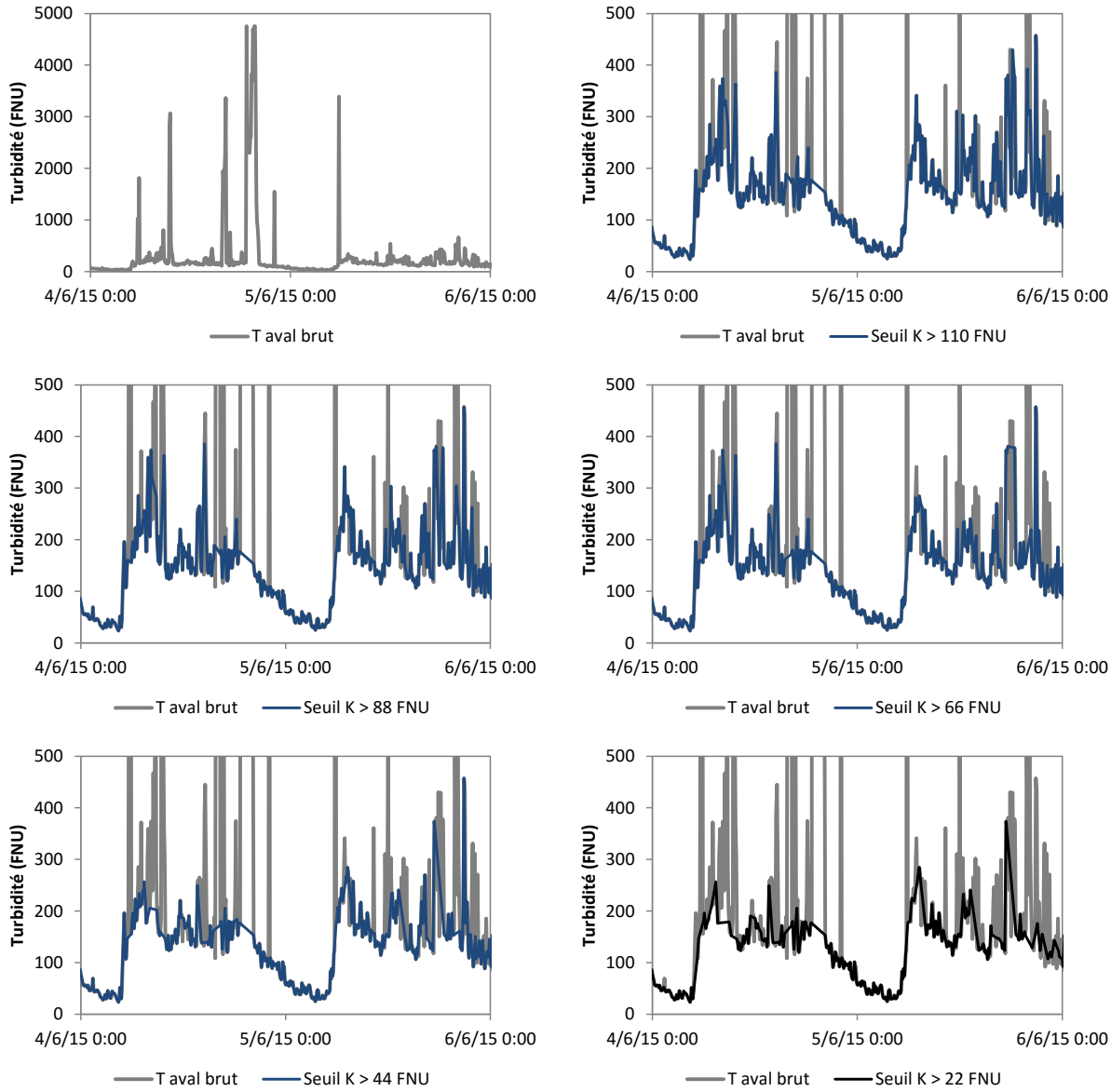


Figure 3-30: Exemple d'analyse visuelle pour la détermination du seuil de rejet K

En résumé :

- Les signaux de turbidité sur le site de Place de la Bonde ont été entachés de bruits de très grande amplitude et de fréquence très variée allant de quelques minutes à plusieurs semaines.
- Des essais de vérification sur le terrain ont montré que ces bruits ne sont pas liés au fonctionnement des capteurs.
- Plusieurs raisons sont à l'origine de ces pics de grandes amplitudes :
    - macro-encrassement (cas de l'amont et de l'aval) : ce problème se manifeste par la présence des pics très élevés pendant plusieurs minutes voire même une saturation du signal pendant plusieurs heures ou jours.
    - perturbation liée à la hauteur d'eau (cas de la branche) : caractérisés par deux pics (à minuit et à 6h du matin) liés à l'émersion et à la ré-immersion du capteur dans l'eau usée.
- Les solutions trouvées pour limiter ces bruits sont :
    - le nettoyage manuel et fréquent des capteurs.
    - l'application d'un filtre qui permet de supprimer les bruits et les artefacts mais préserve la dynamique du signal de turbidité « vraie ».

3.2.2 **Représentativité temporelle des paramètres polluants**

3.2.2.1 **Chroniques**

- **Place de la Bonde amont**

La Figure 3-31 et Figure 3-32 présentent des exemples d'évolution de la hauteur, de la température, du pH, de la conductivité et de la turbidité sur les points de mesure amont et aval du site de Place de la Bonde.

Pour l'amont (Figure 3-31), on peut remarquer que la température, le pH et la turbidité et la hauteur présentent un cycle quotidien bien marqué reproduisant l'activité humaine pendant les trois jours consécutifs de temps sec (21, 22 et 23 juillet 2015). Cette évolution est caractérisée par la présence de deux pics, un vers 08h00 du matin et un autre vers 20h00. Pour la température par exemple, ces deux pics marquent les activités humaines journalières dans le bassin versant (bain, douche) pendant laquelle l'utilisation de l'eau chaude est privilégiée.

Pour l'aval (Figure 3-32), la hauteur, la température et le pH suivent un cycle quotidien par temps sec (21 au 24 août 2014). En revanche, le signal de la turbidité est marqué par des pics de grande amplitude, masquant le cycle quotidien par temps sec. Cela est vraisemblablement dû à la présence de la couche dense, point que nous développerons dans la partie 3.2.6.

Pour l'amont et l'aval, on note les perturbations de tous les paramètres consécutives aux évènements pluvieux. L'arrivée de la pluie conduit à une diminution de la température de l'eau dans le réseau. L'augmentation de la hauteur qui se remarque au moment d'évènements pluvieux s'accompagne de chutes importantes de la conductivité. Ce phénomène s'explique par le degré de minéralisation beaucoup plus faible des eaux météoriques par rapport aux eaux résiduaires. Il en est de même pour le pH : la dilution des eaux résiduaires avec les eaux de pluie qui sont plus acides avec un pH autour de 4,4 à 5,7 (Sanusi, 1996) fait baisser le pH. Cette dilution a fait également baisser la concentration des matières en suspension dans les eaux résiduaires.

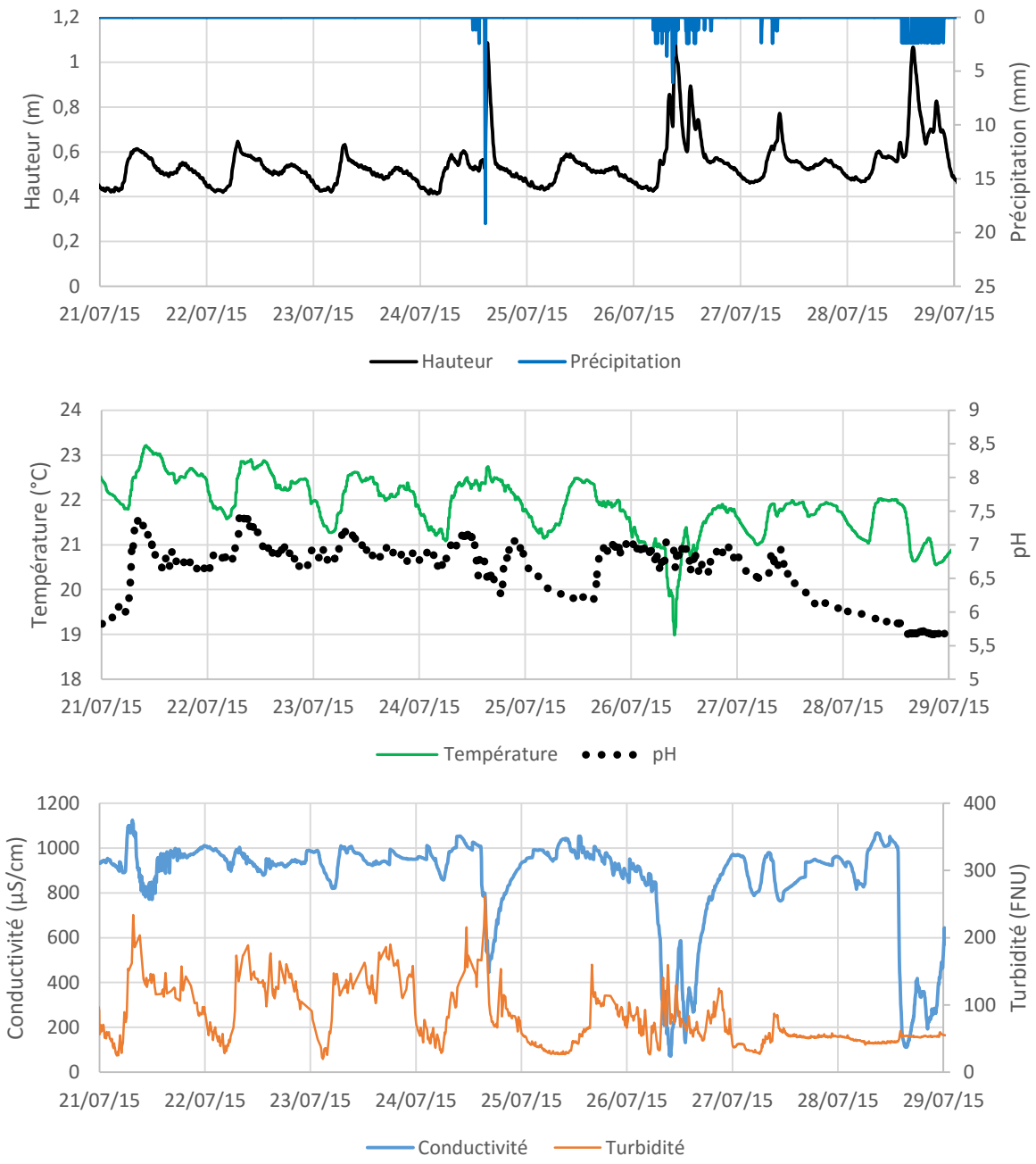


Figure 3-31: Exemple de chroniques de hauteur, précipitation, température, pH, conductivité et turbidité amont (site de Place de la Bonde)

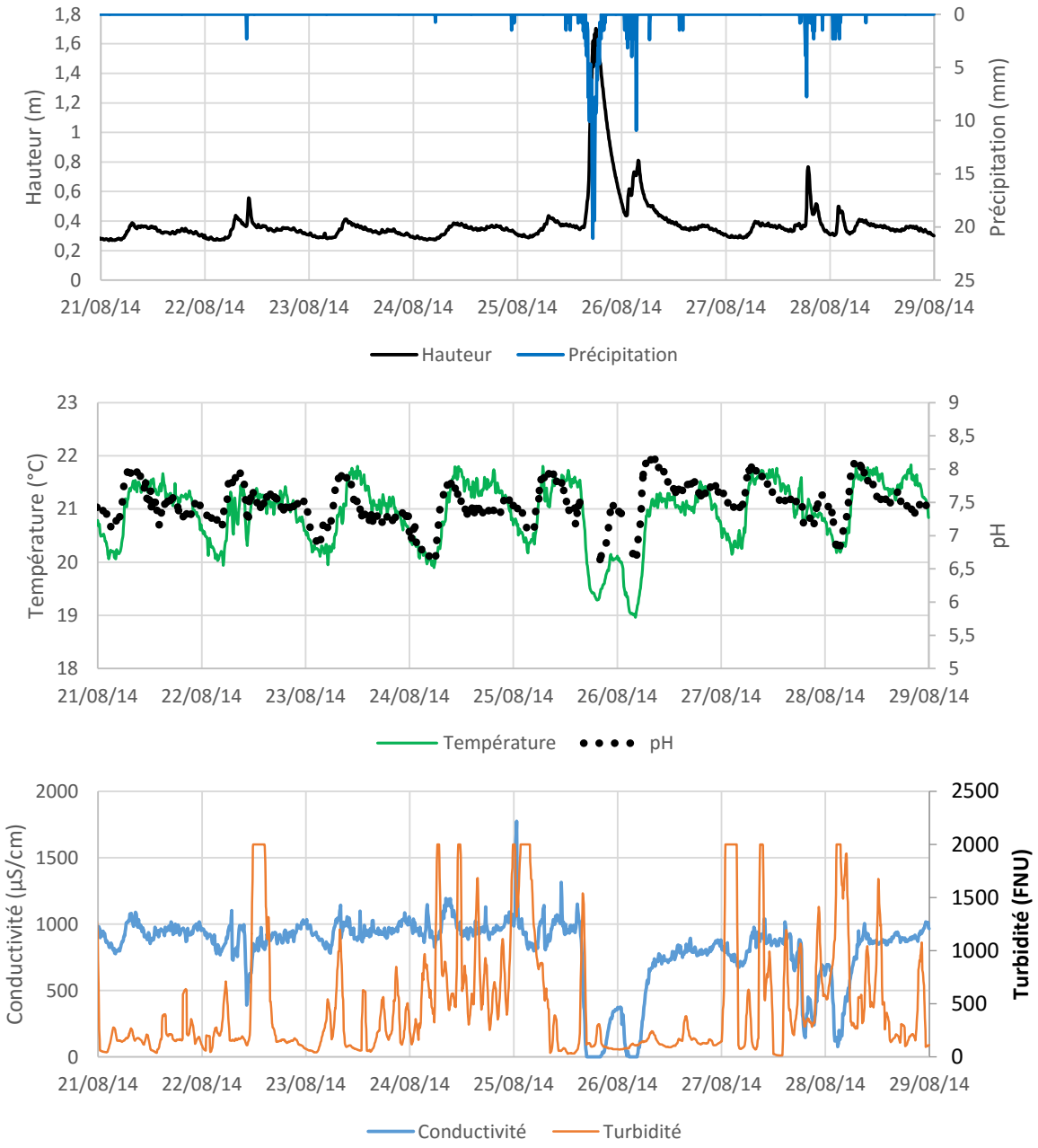


Figure 3-32: Exemple de chroniques de hauteur, précipitation, température, pH, conductivité et turbidité aval (site de Place de la Bonde)

- **Site de la STEP de Maxéville**

La Figure 3-33 représente toutes les données en continu du site de la STEP de Maxéville pendant une longue durée (pendant la période du printemps et de l'été 2015). On peut observer l'augmentation progressive de la température liée à la température extérieure. On note également que le pH se stabilise entre 6,5 et 7,5 pendant toute la période. D'une manière globale, on observe que le signal de turbidité est affecté de plusieurs pics de grande amplitude. Nous avons vu dans le paragraphe 3.2.1.1.3 que cela est dû au passage des flottants.

La Figure 3-34 et Figure 3-35 représentent des exemples de données pendant quelques jours afin de mieux observer l'évolution des paramètres. La Figure 3-34 montre des données

pendant une succession de temps sec. Contrairement à la hauteur, le pH et la conductivité, seule la turbidité qui présente un cycle quotidien par temps sec reproduisant l'activité humaine. Deux pics reproductibles sont observés : un pic entre 10h00 et 12h00 et un autre pic entre 21h00 et 23h00. En considérant les temps de séjour de l'eau usée dans le réseau d'assainissement jusqu'à son arrivée dans le réseau d'assainissement, ces pics correspondent aux heures de prise de repas. Néanmoins, on peut noter que la hauteur, le pH et la conductivité reste dans une gamme de valeurs stables pendant les temps sec : la hauteur varie entre 0,4 et 0,6 m ; le pH reste proche de la neutralité (6,5 à 7,5) et la conductivité varie autour de 1000 à 1300 µS/cm.

La Figure 3-35 montre quelques jours de temps de pluie. Si l'effet de la pluie n'est pas très remarqué sur le pH, on peut noter la diminution de la conductivité liée à la dilution de l'eau usée par les eaux météoriques. On peut aussi remarquer que l'augmentation de la turbidité qui est liée à la remise en suspension des particules.

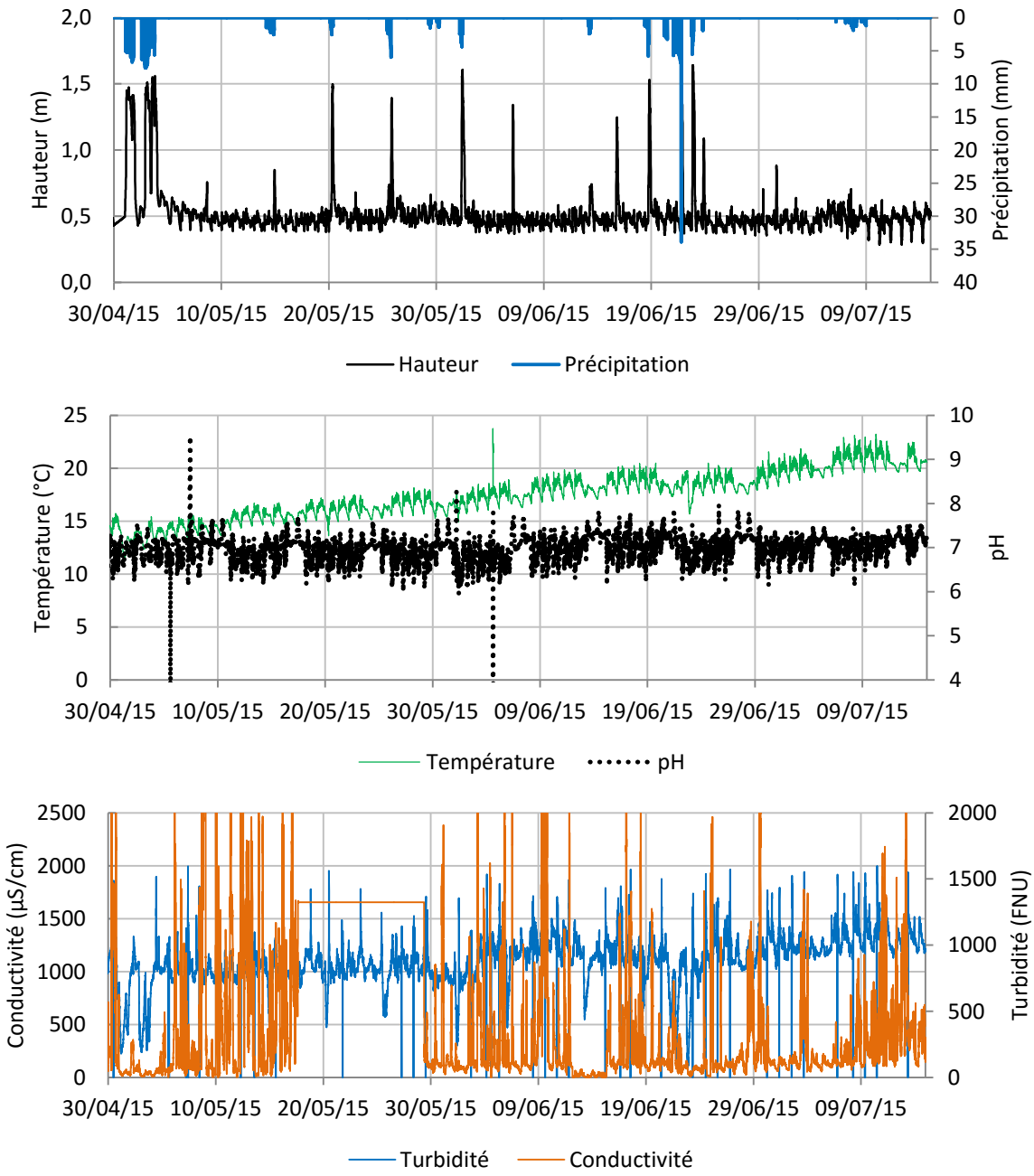


Figure 3-33: Chroniques de hauteur, précipitation, température, pH, conductivité et turbidité sur le site de la STEP de Maxéville

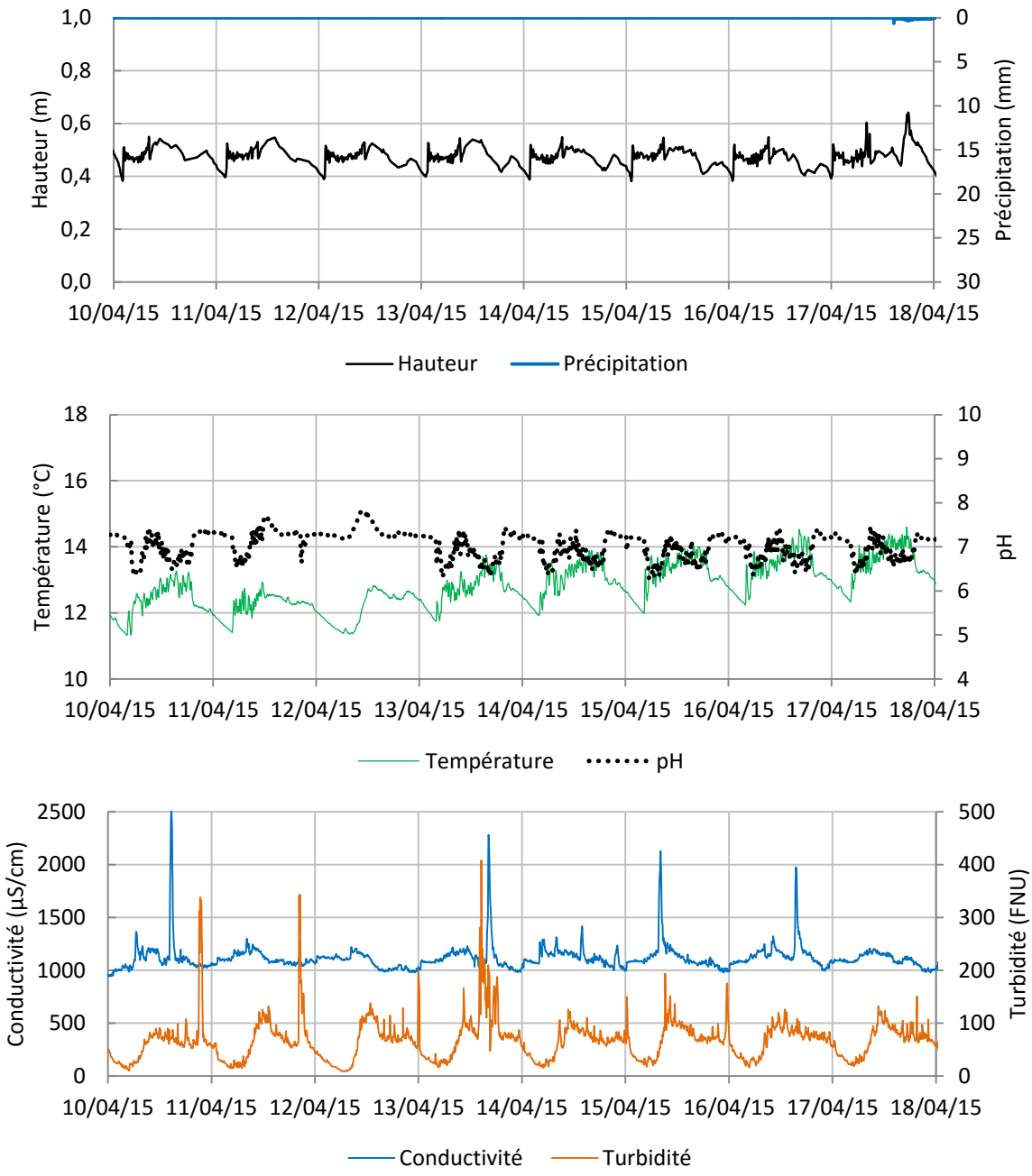


Figure 3-34: Exemple de chroniques de hauteur, précipitation, température, pH, conductivité et turbidité par temps sec sur le site de la STEP de Maxéville

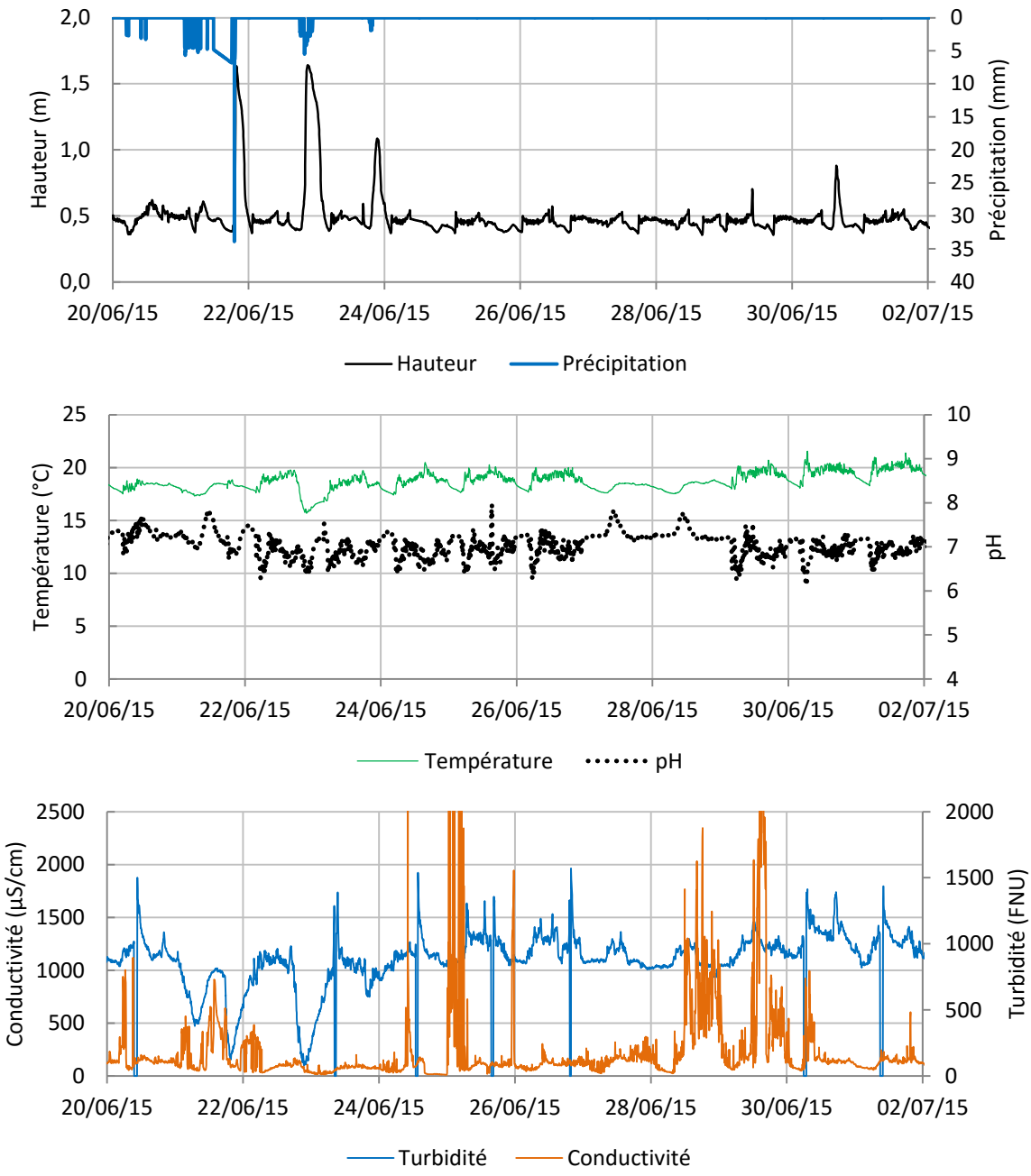


Figure 3-35: Exemple de chroniques de hauteur, précipitation, température, pH, conductivité et turbidité par temps sec et temps de pluie sur le site de la STEP de Maxéville

L'analyse des extraits de chroniques des paramètres de qualité sur le site de Place de la Bonde et ceux du site de la STEP de Maxéville a permis de visionner le comportement des différents signaux et d'identifier en particulier des périodes caractéristiques de pluie avec des pics de turbidité et de la dilution. La reproductibilité de l'évolution des signaux par temps sec a été également remarquée. Les événements pluvieux sont quant à eux caractérisés par un pic de débit simultané à une chute de la conductivité.

3.2.2.2 **Gammes de mesure**

Des études statistiques ont été menées afin d'étudier la variabilité saisonnière et évènementielle (temps sec et temps de pluie) des températures, pH, conductivités et turbidités sur les trois points de mesures sur le site de Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville.

3.2.2.2.1 Température

Les gammes de température dans les réseaux sur le site de Place de la Bonde et sur le site de la STEP de Maxéville sont présentées dans le Tableau 3-8**.**

Pour le site de Place de la Bonde, l'influence de la variabilité saisonnière est très remarquée tant par temps sec que par temps de pluie. Par temps sec la température dans les réseaux est de 22°C en moyenne pendant les périodes estivales 2014; elle est à 18°C durant l'automne 2014 et diminue jusqu'à 14°C pendant l'hiver 201-2015. Puis elle remonte à 17°C pendant le printemps 2015 et se retrouve de nouveau à 21°C pendant l'été 2015. On peut également observer l'influence de la pluie sur la température des eaux résiduaires dans les eaux usées. On note une baisse de deux unités pour les températures de temps de pluie par rapport à celles de temps sec pendant toutes les périodes étudiées. Dans l'ensemble, la température moyenne dans les réseaux sur le site de Place de la Bonde se situe entre 13 et 22°C. La température maximale observée est de 24°C pendant l'été 2014 en temps sec et la température minimale est de 7°C pendant en hiver 2014-2015 par temps de pluie.

Pour le site de la STEP de Maxéville, on note aussi l'influence de la variabilité saisonnière et évènementielle sur la température. A titre d'exemple, la température moyenne par temps sec passe de 14°C en printemps à 20°C en été 2015. Pour la variabilité événementielle, une différence moyenne de 1,5 °C est observée entre la température par temps sec et par temps de pluie sur toutes les données étudiées. Concernant les gammes, les valeurs représentées ne sont ici qu'indicatives de l'influence de la variabilité saisonnière et évènementielle car elle ne couvre que deux saisons dans l'année. La gamme observée pendant cette période étudiée est de 10 à 23°C.

Les gammes de température sur ces deux sites sont comprises dans la gamme où le développement des activités biologiques dans les réseaux est favorable (Ashley *et al*. 2014). Elles sont comparables à celles trouvées sur le réseau unitaire à Nancy, de 9 à 29°C (Houhou *et al*. 2009) et sur le site de Jardin des Plantes à Nantes (Larrarte, 2015), entre 12 et 20°C.

Tableau 3-8: Gammes de température selon les saisons et les évènements sur le site de Place de la Bonde et site de la STEP de Maxéville

			Température (°C)					
			Eté 2014	Automne 2014	Hiver 2014-2015	Printemps 2015	Eté 2015	Moyenne
Site de Place de la Bonde	Temps sec	Max	24	23	17	21	23	22
		Moyenne	***22***	***18***	***14***	***17***	***21***	***18***
		Min	17	13	12	13	18	15
	Temps de pluie	Max	23	22	17	19	23	21
		Moyenne	***19***	***16***	***14***	***17***	***19***	***17***
		Min	17	10	7	14	16	13
Site de la STEP de Maxéville	Temps sec	Max	---	---	---	17	23	20
		Moyenne	---	---	---	***14***	***20***	***17***
		Min	---	---	---	10	16	13
	Temps de pluie	Max	---	---	---	17	22	20
		Moyenne	---	---	---	***13***	***18***	***16***
		Min	---	---	---	10	15	13

3.2.2.2.2 pH

Les gammes de pH sur les trois points de mesures du site de Place de la Bonde et du site de la STEP de Maxéville sont représentées dans le Tableau 3-9.

Sur les trois points de mesure du site de la Place de la Bonde, on remarque l'influence des eaux météoriques sur les valeurs de pH. Pour l'ensemble des données, les pH pendant les temps de pluie sont inférieurs à ceux par temps sec. On peut également observer l'influence de la variabilité saisonnière sur les pH. En amont, par temps sec, le pH moyen est 6,9 pendant l'été 2014 et descend à 6,0 pendant l'hiver 2014-2015 et même à 5,8 durant le printemps 2015. Ceci est dû au fait que les périodes d'hiver 2014-2015 et du printemps 2014-2015 ont été marquées par des évènements pluvieux fréquents dans la région nantaise. Pendant l'été 2015, le pH moyen remonte à 6,9. La diminution du pH pendant les temps de pluie pourrait être due à des concentrations plus importantes en ions tels que NO_3^-, SO_4^{2-} et Cl^- dans les eaux pluviales. Lampréa (2009) a montré que les concentrations en NO_3^-, SO_4^{2-} et Cl^- des échantillons prélevés pendant les périodes les plus marquées par des évènements pluvieux sont nettement supérieures à celles des échantillons prélevés pendant les périodes moins marquées par des évènements pluvieux. D'où la baisse du pH car ces composés sont acides. La présence de ces ions peut être attribuée aux émissions d'origine anthropique comme la combustion et le trafic (NO_x et SO_2) pour les ions NO_3^- et SO_4^{2-}, ainsi que par les apports d'origine marine principalement pour les ions Cl^- et les ions SO_4^{2-} (Celle-Jeanton *et al.* 2009). Ces valeurs sont parfois renforcées par les rejets atmosphériques des activités industrielles et domestiques qui peuvent être acides. Dans l'ensemble, le pH amont se situe entre 4,8 à 8,2 ; le pH sur la branche oscille entre 4,4 et 8,2 et en aval le pH varie de 5 à 8,2. Les valeurs très basses de pH sur ce site paraissent étonnantes. En effet, il faut noter que des pH acides sont rares dans les réseaux d'assainissement, sauf avec une influence industrielle

forte. La gamme de valeurs trouvées sur le site d'Allée d'Erdre (Valeyre *et al*. 2013) est de 7 à 8. Les pH bas observés sur le site de Place de la Bonde pourraient être également dus au fait que les sondes n'ont pas pu être ré-étalonnées pendant la période d'étude. Une comparaison de valeurs mesurées en continu avec des celles mesurées au laboratoire sera effectuée afin de vérifier ce point (cf §§ 3.2.3.1).

Sur le site de la STEP de Maxéville, le pH reste stable dans la gamme de 5,8 à 8 et la valeur moyenne reste très proche de la neutralité (7,0 et 7,2) que ce soit par temps sec ou par temps de pluie sur toute la période étudiée. Ces valeurs sont en accord avec celles trouvées dans la littérature (Le Bonté *et al*. 2008).

Les gammes observées sur le site de Place de la Bonde et celle du site de la STEP de Maxéville couvrent l'intervalle optimal à la croissance des microorganismes qui est de 6,5 à 8 (Ashley *et al*. 2004). Lorsque le pH est inférieur à 5 ou supérieur à 8,5, la croissance des microorganismes est directement affectée. Ashley *et al*. (2004) indiquent que dans l'intervalle de pH 7,5 à 8,5 ; la réduction des sulfates par les bactéries sulfato-réductrices produisant ainsi l'hydrogène sulfuré dans les réseaux d'assainissement peut avoir lieu. La présence de l'hydrogène sulfuré (H_2S) dans les réseaux d'assainissement peut générer plusieurs nuisances : corrosion des réseaux, danger pour la santé, dysfonctionnement des stations de traitement des eaux usées par voie biologique (Vollertsen *et al*. 2008 ; Sadowski, 2012 ; Feugeas, 2012).

Tableau 3-9: Gammes de pH selon les saisons et les évènements sur le site de Place de la Bonde et site de la STEP de Maxéville

			pH					
			Eté 2014	Automne 2014	Hiver 2014-2015	Printemps 2015	Eté 2015	Moyenne
Site de Place de la Bonde - amont	Temps sec	Max	8,5	8,4	8,0	8,0	8,0	8,2
		Moyenne	***6,9***	***6,8***	***6,0***	***5,8***	***6,9***	***6,5***
		Min	4,7	4,9	4,7	4,7	5,0	4,8
	Temps de pluie	Max	8,1	8,3	7,9	8,0	7,8	8,0
		Moyenne	***6,7***	***6,8***	***6,1***	***5,7***	***6,7***	***6,4***
		Min	4,7	4,9	4,7	4,7	5,0	4,8
Site de Place de la Bonde - branche	Temps sec	Max	8,5	8,5	7,9	8,0	7,9	8,2
		Moyenne	***7,1***	***7,0***	***6,3***	***6,0***	***6,4***	***6,6***
		Min	5,8	5,2	5,2	0,0	5,9	4,4
	Temps de pluie	Max	8,0	8,1	7,7	8,0	7,2	7,8
		Moyenne	***7,0***	***7,0***	***6,3***	***6,1***	***6,5***	***6,6***
		Min	5,9	5,2	5,3	5,3	6,1	5,5
Site de Place de la Bonde - aval	Temps sec	Max	8,2	8,3	8,1	8,0	8,6	8,2
		Moyenne	***7,1***	***7,1***	***6,1***	***5,9***	***6,9***	***6,6***
		Min	5,4	5,2	4,6	4,5	5,1	5,0
	Temps de pluie	Max	8,1	8,2	7,9	7,8	7,8	8,0
		Moyenne	***7,0***	***7,0***	***6,2***	***5,8***	***6,9***	***6,6***
		Min	5,4	6,1	4,8	4,5	5,1	5,2
Site de la STEP de Maxéville	Temps sec	Max	---	---	---	7,7	7,5	7,6
		Moyenne	---	---	---	***7,0***	***7,1***	***7,0***
		Min	---	---	---	5,8	6,4	6,1
	Temps de pluie	Max	---	---	---	7,8	8,0	7,9
		Moyenne	---	---	---	***7,2***	***7,1***	***7,1***
		Min	---	---	---	6,2	6,1	6,2

3.2.2.2.3 Conductivité et turbidité

Il faut souligner que la variabilité à long terme de la turbidité et de la conductivité des points de mesure sur le site de Place de la Bonde est difficile à quantifier en raison de manque de données fiables sur des périodes suffisamment longues suite à divers problèmes que nous avons évoqués dans la paragraphe 3.2.1. De ce fait, nous ne présentons ici que les gammes de valeurs par temps jugées très fiables (pas de bruits, reproduction du cycle quotidien par temps sec) sur toute la période étudiée.

Le Tableau 3-10 résume les gammes de conductivité et de turbidité par temps sec sur les trois points de mesure du site de Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville.

Pour la conductivité, on voit que la valeur moyenne de la conductivité du site de la STEP de Maxéville est plus grande que celles des trois points de mesure du site de Place de la Bonde. Les valeurs moyennes de la conductivité par temps sec sont respectivement de 1005 µS/cm, 370 µS/cm, 1063 µS/cm sur les trois points de mesure amont, branche et aval du site de Place de la Bonde, et de 1136 µS/cm pour le site la STEP de Maxéville.

Les valeurs moyennes de la turbidité par temps sec sont respectivement de 152 FNU, 29 FNU et 175 FNU µS/cm sur les trois points de mesure amont, branche et aval du site de Place de la Bonde, et de 89 FNU pour le site la STEP de Maxéville.
Ces valeurs sont comparables aux valeurs de la conductivité et de la turbidité des eaux usées trouvées dans la littérature. Elles sont très proches des valeurs trouvées par Rombouts *et al.* (2013) qui ont utilisé des capteurs de modèles semblables (Solitax sc pour la turbidité et 3798-S sc pour la conductivité)

Tableau 3-10: Gammes de conductivité et turbidité par temps sec sur le site de Place de la Bonde et site de la STEP de Maxéville

		Conductivité (µS/cm)	Turbidité (FNU)
Site de Place de la Bonde - amont	Min	836	45
	Moyenne	***1005***	***152***
	Max	1153	240
Site de Place de la Bonde - branche	Min	194	15
	Moyenne	***370***	***29***
	Max	452	54
Site de Place de la Bonde - aval	Min	810	49
	Moyenne	***1063***	***175***
	Max	1210	310
Site de la STEP de Maxéville	Min	1030	38
	Moyenne	***1136***	***89***
	Max	1237	126

Les conclusions importantes sur l'étude de la représentativité temporelle des paramètres polluants sont les suivantes :

- Sur les trois points de mesure du site de la Place de la Bonde, la température, le pH, la conductivité et la turbidité et la hauteur présentent un cycle quotidien de temps sec bien marqué reproduisant l'activité humaine. En revanche, sur le site de la STEP de Maxéville, seule la turbidité qui présente un cycle quotidien par temps sec reproduisant l'activité humaine.
- On note les perturbations de tous les paramètres consécutives aux évènements pluvieux. L'arrivée de la pluie conduit à une diminution de la température de l'eau dans le réseau. L'augmentation de la hauteur qui se remarque au moment d'évènements pluvieux s'accompagne de chutes importantes de la conductivité et de la turbidité et une baisse de pH.
- Les gammes de température sur les deux sites sont comprises dans la gamme où le développement des activités biologiques dans les réseaux est favorable (0 à 25°C).
- Les gammes de turbidité par temps sec sont respectivement de : 45 à 240 FNU pour l'amont, 15 à 54 FNU pour la branche, 49 à 310 FNU pour l'aval et 38 à 126 pour le site de la STEP de Maxéville.
- Les gammes de conductivité par temps sec sont respectivement de : 836 à 1153 µS/cm pour l'amont, 194 à 452 µS/cm pour la branche, 810 à 1210 µS/cm pour l'aval et 1030 à 1237 pour le site de la STEP de Maxéville.

3.2.3 **Etude de la variabilité journalière des polluants**

L'objectif principal de cette étude est d'analyser la variabilité à l'échelle d'une journée et de quantifier la pollution de temps sec sur le site de Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville. Les analyses effectuées lors de campagnes 24 h sont intégratives grâce à l'échantillonnage étalé sur une journée. Les paramètres étudiés sont : MES, DCO, COD, CO_3^{2}, Ca^{+2}, K^{+}, Mg^{2+}, Na^{+}, Cl^{-}, SO_4^{2-}, PO_4^{-}, NGL, NO_3^{-}, NH_4^{+}. On a également quantifié par ICP-OES les éléments suivants : Si (silicium), Al (aluminium), Fe (fer) et Mn (manganèse) pour le site de la STEP de Maxéville.

Dans cette étude, nous allons dans un premier temps mener une comparaison des données en continu avec celles mesurées au laboratoire. Dans un deuxième temps, nous déterminerons la contribution des ions à la conductivité des eaux usées pour le point de mesure aval du site de Place de la Bonde. Les résultats vont être comparés avec ceux de la littérature. Ensuite, nous établirons les relations MES = f (T) et DCO = f (T) permettant de calculer les flux journaliers des MES et DCO. Les flux massiques journaliers par temps sec des polluants ioniques majeurs seront également évalués pour les deux sites étudiés.

Sur le site de Place de Place de la Bonde (point de mesure aval), les prélèvements ont été effectués le 29 septembre 2015 à 09h00 du matin jusqu'au 30 septembre 2015 à 08h00 du matin. Pour le site de la STEP de Maxéville, les prélèvements ont eu lieu le 12 décembre 2015 à 09h00 du matin au 13 décembre 2015 à 08h00 du matin.

3.2.3.1 **Comparaison des données in situ et labo (site PLB)**

Dans la section 3.2.1, nous avons effectué la vérification des capteurs de turbidité utilisés sur le site de Place de la Bonde. En revanche, aucune vérification ou étalonnage n'ont été effectués pour les capteurs de pH et de conductivité. Nous avons profité de la campagne sur 24h de comparer les données mesurées en continu de pH et de conductivité avec celles mesurées au laboratoire pour le point de mesure aval du site de Place de la Bonde. Cette comparaison est utile à deux titres : vérifier le bon accord et estimer l'écart entre les deux séries de données afin de vérifier les éventuelles dérives des capteurs.

La Figure 3-36 compare l'évolution au cours de la journée des pH et des conductivités mesurés en continu sur le point de mesure aval du site de Place de la Bonde et ceux mesurés au laboratoire. La figure montre bien l'écart important entre les deux séries de données de pH. L'écart moyen relatif entre les deux séries de données est de 14%. Cet écart correspond à une diminution assez régulière d'environ 1,2 unité de pH mesuré en continu par rapport aux mesures effectuées au laboratoire. Cet écart est grand en termes de pH et peut être considéré comme une dérive. En effet, il faut noter que le pH est un facteur logarithmique : quand une solution devient dix fois plus acide, son pH diminue d'une unité. Une explication à cela pourrait être la dérive occasionnée par le fait que les pH-mètres sur le terrain ont besoin d'être étalonnés très régulièrement, ce qui n'a pas pu être fait en pratique pour différentes raisons : démontage des capteurs difficile en termes de temps (il faut au moins toute une matinée pour démonter et remonter les capteurs) et technique, besoin en moyen humain. Cette différence peut également justifie la présence des valeurs de pH plus basses sur le site de Place de la Bonde, que nous avons remarqué dans la partie 3.2.2.2.2 Dans la suite de l'analyse de la campagne de 24h nous n'utilisons que les valeurs de pH mesurées au laboratoire.

Pour la turbidité, on peut remarquer un grand pic de turbidité pour les mesures in situ vers 09h00 du matin. Ce pic est attribuable à la suspension de la couche dense sur ce point de mesure due à l'augmentation du débit matinal, ce qui est cohérent aux résultats de l'étude précédente. Dans la suite du traitement, nous utilisons seulement les données mesurées de turbidité au laboratoire.

Pour la conductivité, contrairement aux observations sur le pH et la turbidité on peut constater qu'il y existe une bonne similitude entre les données en continu et les données mesurées en laboratoire. Le calcul du coefficient de corrélation donne pour résultat r = 0,8. Cela montre le bon accord général entre les deux séries de données (in situ / en laboratoire).

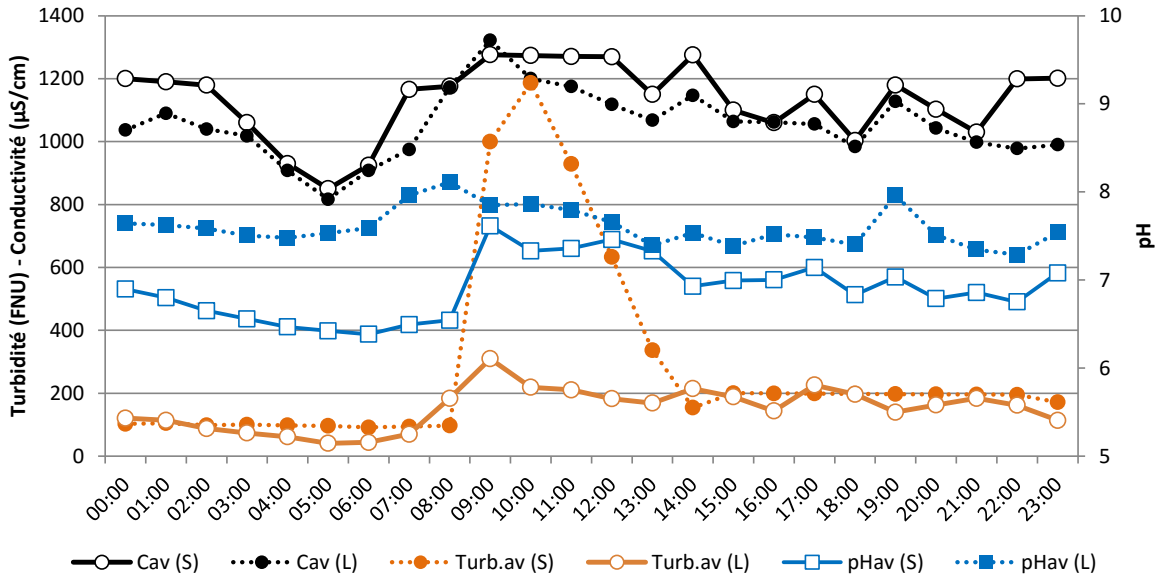


Figure 3-36: Comparaison des données en continu avec les données mesurées en laboratoire

3.2.3.2 Contribution de chaque ion à la conductivité totale (site PLB)

Dans cette section, nous présenterons les résultats de calcul de la conductivité à partir des concentrations en ions présents dans l'effluent au niveau du point de mesure aval en utilisant la loi de Kohlrausch (Equation (1-9). La Figure 3-37 représente la relation entre la conductivité calculée par la loi de Kohlrausch et celle mesurée en laboratoire, avec les coefficients de détermination pour les deux points de mesures. Les résultats montrent une très bonne linéarité entre la conductivité mesurée et celle calculée avec un fort coefficient de détermination de 0,78 ce qui correspond à un coefficient de corrélation de 0,89.

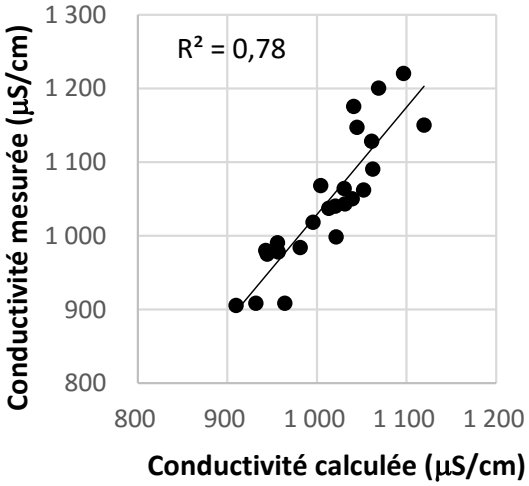


Figure 3-37 : Corrélation entre la conductivité mesurée et la conductivité calculée

Les résultats sur les concentrations de chaque espèce ionique et leur contribution à la conductivité totale sur le point de mesure aval du site de Place de la Bonde sont représentés dans le Tableau 3-11. On note que les ions qui contribuent majoritairement à la conductivité totale de l'eau usée sont les carbonates (27,1 %), le calcium (16,2%), le sodium (14,2%), les chlorures (12,2%) et les sulfates (9,5%).

Tableau 3-11 : Concentrations des différents ions et leur contribution à la conductivité totale sur le point de mesure aval du site de Place de la Bonde

	Concentration molaire		Conductivité calculée		Contribution à la conductivité totale	
	[X] mol/m^3		c [µS/cm]		[%]	
Ion	Moyenne	Ecart-type	Moyenne	Ecart-type		
Ca^{+2}	1,38	*0,08*	163,7	*9,3*	16,2%	16,2%
K^+	0,6	*0,06*	43,9	*4,5*	4,3%	4,3%
Mg^{2+}	0,35	*0,02*	37,5	*2,5*	3,7%	3,7%
Na^+	2,87	*0,18*	144	*9,1*	14,2%	14,2%
$NH4^+$	0,98	*0,18*	71,6	*13,5*	7,1%	7,1%
Cl^-	1,61	*0,35*	123	*26,6*	12,2%	12,2%
SO_4^{2-}	0,6	*0,13*	96	*21*	9,5%	9,5%
PO_4^{3-}	0,0	*0,0*	0,0	*0,0*	0,0%	5,7%
HPO_4^{2-}	0,45	*0,16*	51,1	*18,2*	5,0%	
$H_2PO_4^-$	0,18	*0,07*	6,5	*2,4*	0,6%	
H^+	0,0	*0,0*	0,0	*0,0*	0,0%	0,0%
OH^-	0,0	*0,0*	0,1	*0,0*	0,0%	0,0%
CO_3^{2-}	1,67	*0,24*	231,1	*33,1*	22,8%	27,1%
HCO^{3-}	0,98	*0,38*	43,7	*16,8*	4,3%	
Moyenne de la conductivité totale calculée			1012,1	*44,4*	100%	100%
Moyenne de la conductivité mesurée au labo			1054,1	*79,5*		

Comme le montre Tableau 3-12, les ions phosphates ne se présentent que sous forme hydrogénée et dihydrogénée dans l'eau usée. Ces valeurs de prédominance sont bien en accord avec la gamme de pH trouvée sur ce site (5 à 8,2). En effet, la forme PO_4^{3-} n'existe que lorsque le pH est supérieur à 9,5.

A titre indicatif, le Tableau 3-12 présente les pourcentages en concentration massique des différentes formes de phosphate en fonction de leur prédominance dans l'eau usée du point de mesure aval selon le taux d'acidité. En allant du plus basique au plus acide :

- la première forme à prédominer est l'ion phosphate (proprement dit) PO_4^{3-} (fortement basique) ;
- la seconde forme est l'ion hydrogénophosphate HPO_4^{2-} (faiblement basique) ;
- la troisième forme est l'ion dihydrogénophosphate $H_2PO_4^-$ (faiblement basique) ;
- la quatrième est la forme trihydrogénophosphate (à l'état cristallin non ionisé) ou acide phosphorique H_3PO_4 (fortement acide en solution).

Tableau 3-12: Les formes de phosphates dans l'eau usée aval

H_3PO_4	$H_2PO_4^-$	HPO_4^{2-}	PO_4^{3-}
0%	29%	71%	0%

pH → 2,1 7,2 12,1 → pH

Une comparaison de cette contribution à la conductivité totale des résultats observés sur les deux points de mesure amont et aval avec ceux de la littérature (Le Bonté *et al*. 2008) est représentée dans la Figure 3-38. Les données de Le Bonté *et al*, (2008), notées par Lorraine sur la Figure 3-38 sont les moyennes observées sur quatre communautés dans la région de la Lorraine : Nancy, Pont-à-Mousson, Villey-Saint-Etienne et Colombey-les-Belles. On peut noter que les contributions en pourcentage de la plupart des différents ions à la conductivité totale des eaux usées sur le point de mesure aval du site de Place de la Bonde sont du même ordre grandeur que celles de l'ensemble de communautés de Lorraine. Les différences ne sont pas significatives pour les ions suivants : calcium, potassium, magnésium, ammonium, sodium et sulfates. Une différence notable est observée pour les ions chlorures.

Les résultats montrent que les ions qui contribuent fortement à la conductivité totale de l'effluent au niveau du point de mesure aval du site de Place la Bonde, sont par ordre décroissant: carbonates, calcium, sodium et chlorure, sulfates et ammonium. Ces observations sont similaires à celles trouvées par Udert *et al*. (2003a, 2003b) et par Le Bonté *et al*. (2008).

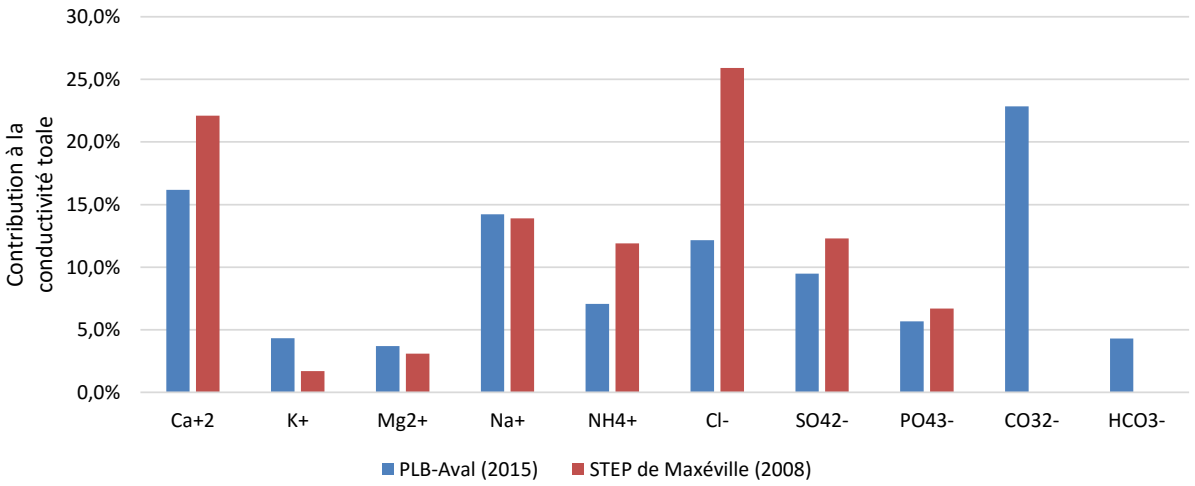


Figure 3-38 : Comparaison de la contribution des différents ions à la conductivité totale

Les évolutions journalières par temps sec des ions analysés sur le point de mesure aval du site de Place de la Bonde en fonction de la conductivité sont représentées dans la Figure 5-1 en Annexe 5 (paragraphe 5.4). En analysant ces variations, nous avons pu noter que les ions NH_4^+, Na^+ et K^+ présentent la même évolution que celle de la conductivité. Ces paramètres suivent le cycle quotidien par temps sec avec l'activité humaine, avec une évolution journalière marquée par deux pics : un premier entre 09h00 et 10h00 et un deuxième moins accentué que celui du premier entre 19h00 et 20h00. En effet, les ions NH_4^+ provient essentiellement de l'urine ; les ions K^+ sont aussi essentiellement dûs au métabolisme humain et animal. Les ions Na^+ est un élément essentiel dans les lessives et on peut également les trouver dans la nourriture. Ces constatations sont similaires à celles observées par Le Bonté *et al*. (2008).

La Figure 3-39 représente les relations entre ions NH_4^+, Na^+ et K^+ et la conductivité. La meilleure relation a été trouvée pour NH_4^+ = f(conductivité), avec un coefficient de détermination r^2 = 0,77. L'existence de la relation NH_4^+ = f(conductivité) a été également observée par Paffoni (1994) et Seidl *et al*. (1998). Cette relation est également comparable à celle trouvée par Bersinger *et al*. (2015) pour la relation entre la conductivité et l'azote total. Bersinger *et al*. (2015) ont trouvé un r^2 = 0,85. On a également trouvée une bonne relation pour Na^+ = f(conductivité) avec un r^2 = 0,73. Une relation moyenne a été notée pour Na^+ = f(conductivité), avec un r^2 = 0,55.

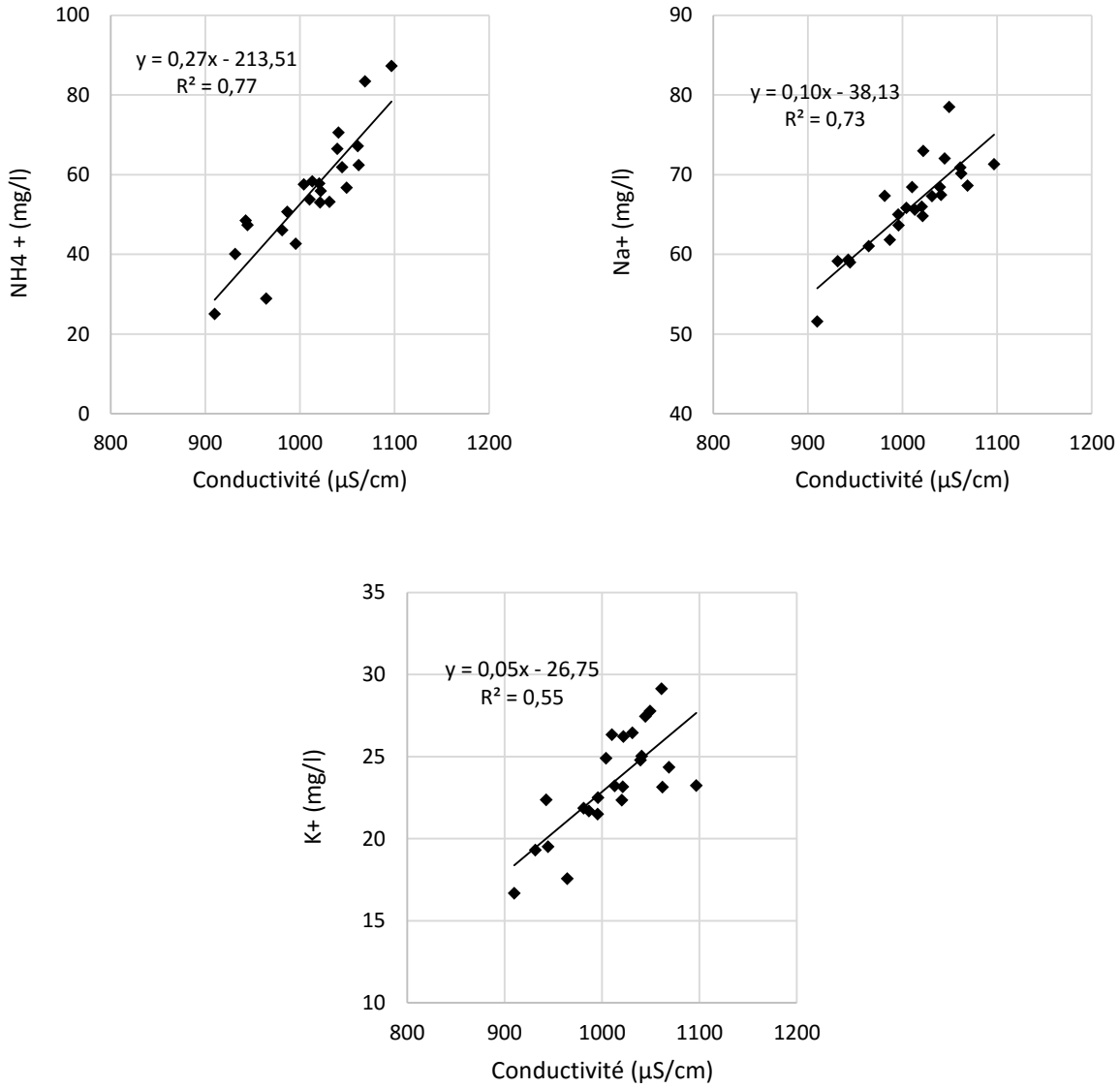


Figure 3-39: Relations NH_4^+ = f(Conductivité), Na^+ = f(Conductivité) et K^+ = f(Conductivité) sur le bassin versant Barbusse

En revanche, une évolution particulière a été observée pour le Ca^{2+} : sa concentration augmente la nuit et elle reste plus ou moins constante pendant la journée. Le pic de Ca^{2+} apparait vers 05h00. La présence du calcium dans les réseaux d'assainissement est due principalement à l'érosion du collecteur. En effet, les collecteurs en béton sont composés essentiellement de la chaux CaO (jusqu'à 80%) (Nguyen 2005, Husain *et al*. 2014, Herisson 2012). On peut supposer que les flux de calcium dans le réseau d'assainissement dus à la corrosion du béton sont constants, mais que sa concentration est influencée par le débit. En effet, les quantités d'eaux usées rejetées dans les réseaux d'assainissement diminuent pendant la nuit, ce qui concentre le calcium, et inversement pendant la journée. Cette observation a été également constatée par Le Bonté *et al*. (2008).

Aucune relation claire n'a été notée entre l'évolution de la conductivité et celle des anions.

3.2.3.3 **Relations MES = f(turbidité) et DCO = f(turbidité)**

Les relations MES = f(T) et DCO = f(T) par temps sec sur le point de mesure aval du site de Place de la Bonde et sur le site de la STEP de Maxéville ont été établies avec les échantillons prélevés lors des campagnes sur 24h. Les relations linéaires ont été établies par la méthode des moindres carrés (Figure 3-40 et Figure 3-41).

Les résultats (Figure 3-40 et Figure 3-41) montrent une très bonne linéarité des relations MES = f(T) et DCO = f(T) tant pour le point de mesure aval du site de Place de la Bonde que pour le site de la STEP de Maxéville. Les relations sont moins bonnes pour le site de la STEP de Maxéville que pour celles du point de mesure aval du site de Place de la Bonde.

Les coefficients de déterminations r^2 :

- pour la relation MES = f(T) sont respectivement de 0,88 et 0,83 pour le point de mesure aval du site de Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville,
- pour la relation DCO = f(T) sont respectivement de 0,94 et 0,79 pour le point de mesure aval du site de Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville.

Ces relations sont comparables avec celles trouvées dans la littérature.

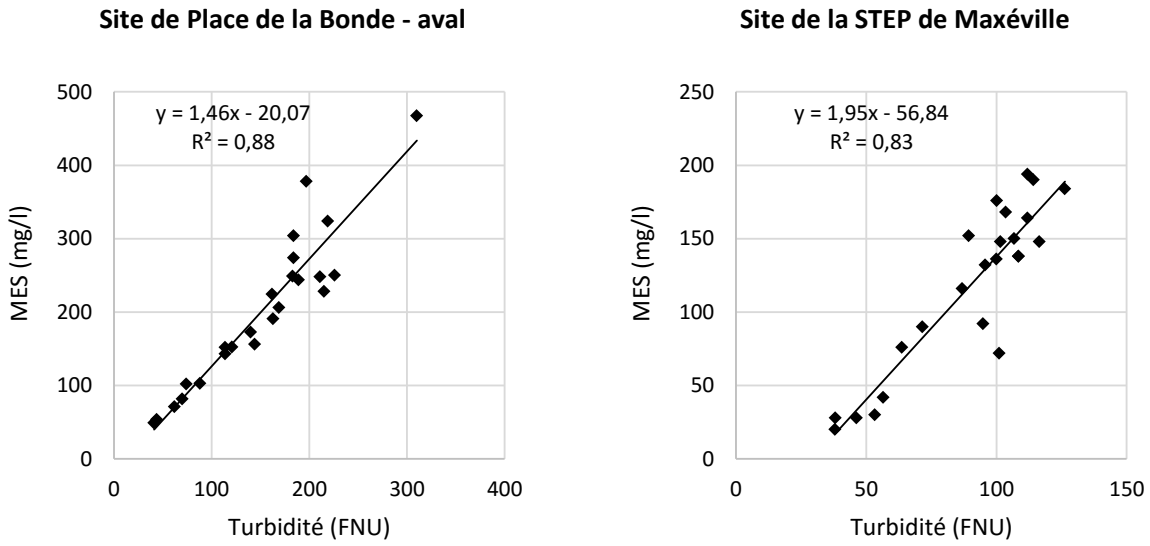


Figure 3-40: Relations MES = f(T) sur le bassin versant Barbusse et sur le site de la STEP de Maxéville

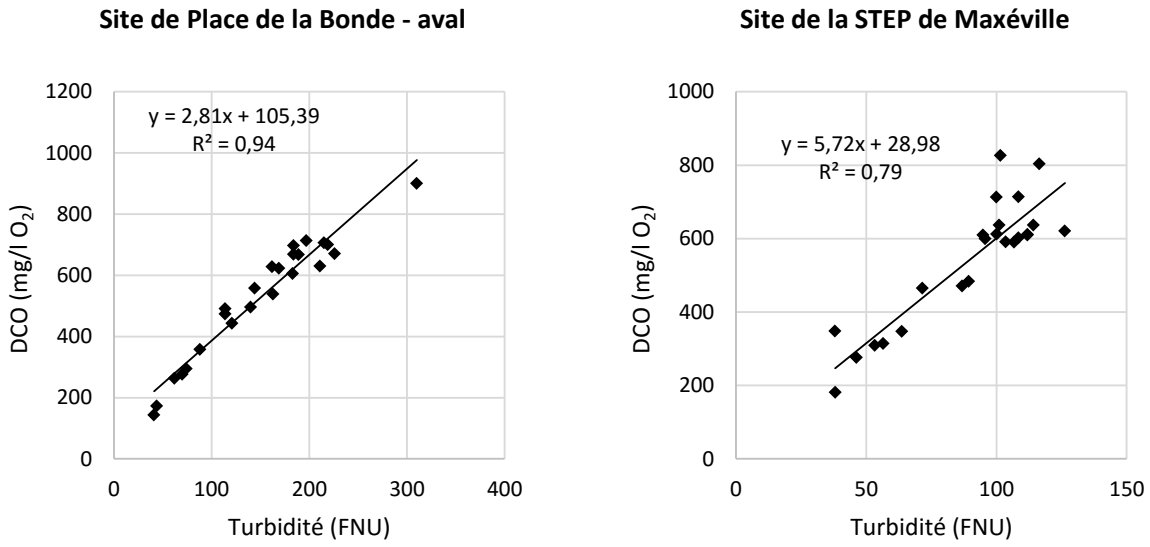


Figure 3-41: Relations DCO = f(T) sur le bassin versant Barbusse et sur le site de la STEP de Maxéville

3.2.3.4 **Variabilité journalière des polluants**

Pour mémoire, les paramètres étudiés sont : MES, DCO, COD, CO_3^{2-}, Ca^{+2}, K^+, Mg^{2+}, Na^+, Cl^-, SO_4^{2-}, PO_4^-, NGL, NO_3^-, NH_4^+. Le Tableau 3-11 résume les résultats d'analyses sur les concentrations en paramètres polluants au cours d'une journée sur le point de mesure aval du site de Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville. On représente les résultats par les valeurs minimales, maximales, moyennes, écart-types, médianes, coefficients de variation et écarts relatifs entre la moyenne et la médiane. Le coefficient de variation (CV) permet de voir la variabilité du paramètre au cours de la journée. Pour rappel, le coefficient de variation est le rapport de l'écart-type sur la moyenne.

Pour le bassin versant Barbusse, les résultats montrent que ces sont les MES présente une plus forte variabilité (coefficient de variation = 36%). Cette variabilité est liée aux origines et aux mécanismes très variées de mise en suspension de ces matières dans la journée. Viennent ensuite les orthophosphates et la DCO, les chlorures et les sulfates. A part ces paramètres, les coefficients de variations sont inférieurs à 20%.

Pour le site de la STEP de Maxéville, les cations majeurs (calcium, potassium, magnésium, et sodium) présentent une forte variation au cours de la journée par rapport à ceux du bassin versant Barbusse. Les coefficients de variations de ces composés sont supérieurs à 40%. Les nitrates présentent également une forte variation (CV = 37%). Viennent après les MES, PO_4, DCO et COD. On voit que les concentrations en nitrates sont très faibles, avec une moyenne journalière de 0,5 mg/l. Cette valeur est identique à celle trouvée par Henze *et al.* (2002).

Les concentrations moyennes de tous les paramètres au cours d'une journée pour les deux sites sont en accord avec les valeurs recensées dans la littérature.

Les rapports DCO/N sont respectivement de 8,9 ± 2,8 et de 11,6 ± 2,7 pour le bassin versant Barbusse et la STEP de Maxéville pendant la journée. Les rapports DCO/P sont respectivement de 57,2 ± 21,9 et de 65,7 ± 14,3 pour le bassin versant Barbusse et la STEP de Maxéville pendant la journée. Le Tableau 3-14 compare les ratios P/DCO, P/N du bassin versant Barbusse et de la STEP de Maxéville avec les valeurs trouvées dans la littérature. Les

résultats montrent que les rapports P-PO_4/DCO et P-PO_4/N-NH_4 sont de même ordre de grandeur (0,02 et 0,18) pour les deux sites : bassin versant Barbusse et la STEP de Maxéville. Ces valeurs sont proches de celles trouvées dans la littérature par Pons *et al*. (2004), Stricker et Héduit (2010) (ratios P/DCO et P/N) et Gray et Becker (2002) (ratios P-PO_4/DCO et P-PO_4/N-NH_4).

Tableau 3-13: Variabilité des concentrations des paramètres polluants pendant une journée

			Site de Place de la Bonde (point de mesure aval)					Site de la STEP de Maxéville				
Paramètre		Unité	Max	Min	Moy	Ecart-type	CV	Max	Min	Moy	Ecart-type	CV
Matières en suspension	MES	(mg/l)	334	24,2	179	63,7	36%	190	17,4	118	42,3	36%
Demande chimique en oxygène	DCO	(mg/l O_2)	752	182	467	117	25%	826	181	540	139	26%
Carbone organique dissous	COD	(mg/l C)	---	---	---	---	---	124	28,9	82,7	23,5	28%
Carbone inorganique dissous	CO_3^{2-}	(mg/l)	265	98,7	158	29,9	19%	---	---	---	---	---
Calcium	Ca^{+2}	(mg/l)	68,6	50	55,2	3,2	6%	67,7	6,3	36	14,2	40%
Potassium	K^+	(mg/l)	29,1	16,7	23,4	2,5	11%	2,3	0,3	1	0,5	50%
Magnésium	Mg^{2+}	(mg/l)	10,6	7,8	8,6	0,6	7%	8,5	0,1	3,6	2,1	58%
Sodium	Na^+	(mg/l)	78,5	51,6	66,2	4,3	6%	122	9,4	51	27,5	54%
Chlorures	Cl^-	(mg/l)	78,9	23	57,8	12,2	21%	147	86,9	106	12,9	12%
Sulfates	SO_4^{2-}	(mg/l)	82	22	58,3	12,5	21%	116	86,9	93,1	5	5%
Orthophosphates	PO_4^-	(mg/l)	19	2,8	9,3	2,7	29%	15,3	4,6	8,6	2,4	28%
Azote global	NGL	(mg/l)	---	---	---	---	---	59,2	22	39,7	7,5	19%
Nitrates	NO_3^-	(mg/l)	---	---	---	---	---	1,1	0,1	0,5	0,2	37%
Azote ammoniacal	NH_4^+	(mg/l)	95,3	25,1	55,9	10,6	19%	66,4	26,8	46,8	8	17%
DCO/N-NH_4			20,7	3,7	8,9	2,8		19	6	11,6	2,7	
DCO/P-PO_4			175	22,2	57,2	21,9		129	35,1	65,7	14,3	

Tableau 3-14 : Comparaison des rations N/DCO, P/DCO, P/N, MES/DCO avec les valeurs dans la littérature

Pons et al. (2004), Stricker et Héduit, (2010)	P/DCO	P/N
Min	0,01	0,12
Max	0,02	0,20
Gray et Becker, (2002)	P/DCO	P/NH_4
Total	0,03	0,15
Toilettes	0,04	0,14
Bassin versant Barbusse	$P\text{-}PO_4$/DCO	$P\text{-}PO_4/N\text{-}NH_4$
Moyenne	0,02	0,18
Ecart-type	0,01	0,06
STEP de Maxéville	$P\text{-}PO_4$/DCO	$P\text{-}PO_4/N\text{-}NH_4$
Moyenne	0,02	0,18
Ecart-type	0,00	0,02

Le Tableau 3-15 représente la variabilité journalière de quelques composés métalliques sur le site de la STEP de Maxéville. Parmi les quatre composés analysés, le silicium représente la plus forte teneur, avec une valeur moyenne de 237,5 ppb au cours d'une journée. Viennent ensuite l'aluminium avec une valeur moyenne de 20,3 ppb ; puis le fer (5,6 ppb) et le manganèse (1,6 ppb). Les origines de ces composés sont multiples : produits alimentaires, corrosion des matériaux des réseaux de distribution d'eau et d'assainissement, eaux pluviales dans le cas de réseau unitaire, activités de service (santé, cosmétique, automobile …) et éventuellement de rejets industriels (Desbordes *et al*. 1994, Cauchi *et al.* 1996, Ajuste *et al*. 2004). Le silicium, l'aluminium et le fer proviennent en grande partie de la dégradation des réseaux d'assainissement, à partir des composés suivants : silice SiO_2, alumine Al_2O_3 et oxyde de fer Fe_2O_3, qui sont les constituants principaux du ciment artificiel (Nguyen, 2005, Herisson 2012).

Tableau 3-15: Variabilité journalière de quelques composés métalliques sur le site de la STEP de Maxéville

	Min	Max	Moy	Ecart-type	CV
Si (ppb)	81,3	566,2	237,5	116,1	49%
Mn (ppb)	1,1	2,2	1,6	0,4	24%
Fe (ppb)	1,4	11,0	5,6	2,2	39%
Al (ppb)	1,6	58,8	20,3	13,5	66%

3.2.3.5 **Flux polluants**

Pour rappel, les flux polluants massiques journaliers de chaque paramètre sont calculés par l'équation suivante :

$$\phi_{JX} = \sum_{i=0}^{24} Q_i [X]_i \qquad (3\text{-}5)$$

avec Q_i : débit horaire

$[X]_i$: concentration massique horaire

Pour le point de mesure aval du site de Place de la Bonde, nous avons pu estimer le nombre d'équivalents-habitants (23500 EH) que représente le bassin versant (cf §§ 3.1.1.4). Il est donc possible pour ce bassin versant d'évaluer les ratios de pollution journalière rejetée par un équivalent. Ce calcul est difficile pour le cas de la STEP de Maxéville, de plus, on ne peut pas se baser sur la capacité maximale de la STEP, car celle-ci prend en compte le traitement des eaux d'autres communes comme Champigneulles. Le Tableau 3-16 présente les résultats sur les flux polluants journaliers massiques sur les deux sites et les rations de pollution journalière rejetée par un équivalent habitant pour le bassin versant Barbusse, représenté par le flux déversés au point de mesure aval du site de Place de la Bonde. En termes de MES et de DCO, les flux journaliers massiques rejetés par le bassin versant Barbusse sont respectivement de 938 kg et de 2364 kg, et ceux reçus par la STEP de Maxéville sont respectivement de 1818 kg (soit le double de celles du bassin versant Barbusse) et de 8194 kg (soit un facteur de 3,5 par rapport à celle du bassin versant Barbusse).
Pour la plupart des paramètres mesurés, les flux journaliers sont plus grands pour le site de la STEP de Maxéville que pour le bassin versant Barbusse. La différence relative entre les flux journaliers varie de 48% à 83% selon le paramètre. En revanche, pour les deux paramètres potassium et phosphates, on observe que les flux journaliers sont plus grands sur le bassin versant Barbusse que sur le site de la STEP de Maxéville. Cela nous laisse supposer que les apports en potassium et en phosphates sur le bassin versant Barbusse proviendraient majoritairement des activités professionnelles et/ou industrielles.

Concernant les ratios de pollution journalière rejetée par un équivalent pour le bassin versant Barbusse, une comparaison avec les valeurs trouvées dans la littérature sur la base de la DERU (directive n°91/271/CEE sur les eaux résiduaires urbaines du 21 mai 1991) concernant la définition de l'équivalent-habitant (fixé à 60 g DBO5/j). On voit que pour la consommation journalière en eau, la valeur trouvée pour le bassin versant de Barbusse est comprise dans la gamme décrite par le décret du 10 décembre 1991. Pour les MES et DCO, les valeurs trouvées pour le bassin versant de Barbusse sont inférieures à celles définies par le décret du 10 décembre 1991. Pour l'azote, les rejets moyens d'azote ammoniacal ($N\text{-}NH_4$) du bassin versant Barbusse (11 g) sont inférieurs aux rejets d'azote total définis selon le décret du 10 décembre 1991 (15 g). Concernant le phosphore, on observe que la teneur en $P\text{-}PO_4$ (2,1 g) seule est égale à celle de la teneur en P-totale selon le décret du 10 décembre 1991. Stricker et Héduit, (2010) ont estimé que les rejets moyens journaliers de phosphore d'origine purement domestique depuis 2007 est de 1,8 g par habitant. La valeur plus grande en rejets de phosphore sur ce bassin versant pourrait être due à l'apport des activités économiques et/ou des détergents à usage professionnel. Cela peut également expliquer la grande variabilité de la teneur en $P\text{-}PO_4$ sur ce bassin versant dans la journée (Tableau 3-11). Dans l'ensemble, les gammes de valeurs de ratios de pollution journalière du bassin versant Barbusse sont comprises dans les gammes trouvées dans la littérature.

Tableau 3-16: Flux polluants journaliers massiques des polluants sur le point de mesure aval du site de Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville

	Site de Place de la Bonde (point de mesure aval)		Site de la STEP de Maxéville	(STEP-PLB)/STEP
Equivalents-habitants	23500	Pollution journalière		
Débit journalier	4700 (m^3/j)	200 (l/j)	127500 (m^3/j)	Différence
Paramètre	[kg/j]	[g/hab/j]	[kg/j]	(%)
MES	937,9	39,9	1818,5	48%
DCO	2364,1	100,6	8194,7	71%
COD	---	---	1252,4	---
CO_3^{2-}	744,6	31,7	---	---
Ca^{+2}	255,4	10,9	579,3	56%
K^+	110,0	4,7	54,9	-100%
Mg^{2+}	39,9	1,7	96,5	59%
Na^+	309,5	13,2	856,2	64%
Cl^-	265,9	11,3	1557,7	83%
SO_4^{2-}	265,9	11,3	1361,0	80%
PO_4^-	282,0	12,0	132,0	-114%
NGL	---	---	600,7	---
NO_3^-	---	---	7,6	---
NH_4^+	266,7	11,4	704,8	62%

Tableau 3-17: Comparaison des ratios de pollution journalière sur le bassin versant de Barbusse avec les valeurs stipulées par le décret du 10 décembre 1991 pour un équivalent habitant.

Paramètre	Bassin versant Barbusse	Paramètre	Décret du 10 décembre 1991
Eau	200 l	Eau	150 à 250 l
MES	40 g	MES	60 g
DCO	101 g	DCO	145 g
$N\text{-}NH_4$	11 g	N	15 g
$P\text{-}PO_4$	2,1 g	P	2,1

Les conclusions importantes sur l'étude de la variabilité journalière des polluants sont les suivantes :

- La comparaison des données mesurées en continu in situ et celles mesurées au laboratoire a montré que les valeurs basses de pH trouvées sur le site de Place de la Bonde sont vraisemblablement liées au fait que les sondes n'ont pas été ré-étalonnées pendant la période d'étude.

- Le calcul des conductivités par la loi de Kohlrausch pour le point de mesure aval du site de Place de la Bonde a montré que les valeurs calculées correspondent bien aux valeurs mesurées. Un coefficient de corrélation de 0,89 a été trouvé entre les conductivités calculées et mesurées.
- Les ions qui contribuent majoritairement à la conductivité totale de l'eau usée sur le point de mesure aval du site de Place de la Bonde sont les carbonates (27,1 %), le calcium (16,2%), le sodium (14,2%), les chlorures (12,2%) et les sulfates (9,5%).
- De bonnes relations linéaires ont été notées entre les concentrations en NH_4^+ et Na^+ avec la conductivité pour le point de mesure aval du site de Place de la Bonde. Pour la relation NH_4^+ = f(conductivité), le coefficient de détermination r^2 est de 0,77 ; pour la relation Na^+ = f(conductivité), il est de 0,73.
- De bonnes relations linéaires ont été notées entre les concentrations en MES et DCO avec la turbidité pour le point de mesure aval du site de Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville. Pour le point de mesure aval du site de Place de la Bonde, r^2 = 0,88 pour la relation MES = f(T) et r^2 = 0,94 pour la relation DCO = f(T). Pour le site de la STEP de Maxéville, r^2 = 0,83 pour la relation MES = f(T) et r^2 = 0,79 pour la relation DCO = f(T).
- Les gammes de valeurs de ratios de pollution journalière du bassin versant Barbusse sont similaires aux valeurs stipulées par le décret du 10 décembre 1991 pour un équivalent habitant.

3.2.4 **Représentativité spatiale des concentrations en MES**

Les profils de concentrations en MES ont été mesurées par temps sec entre le 28/11/2013 et le 08/09/2015 sur les deux points amont et aval du site de Place de la Bonde. Les prélèvements ont été réalisés le matin entre 7h à 10h 30.

Dans un premier temps, nous analysons séparément les profils de concentrations en MES et leurs teneurs en matière organique sur les points de mesures amont et aval. Cela permet de voir les différent(e)s types ou allures de profils qui ont été rencontrés sur les deux points de mesures.

Dans un second temps, nous analysons simultanément les profils de concentration en MES amont et aval avec les profils de teneur en matière organique et les profils de vitesse pour les mesures qui ont été effectués le même jour. Cela nous permet de :

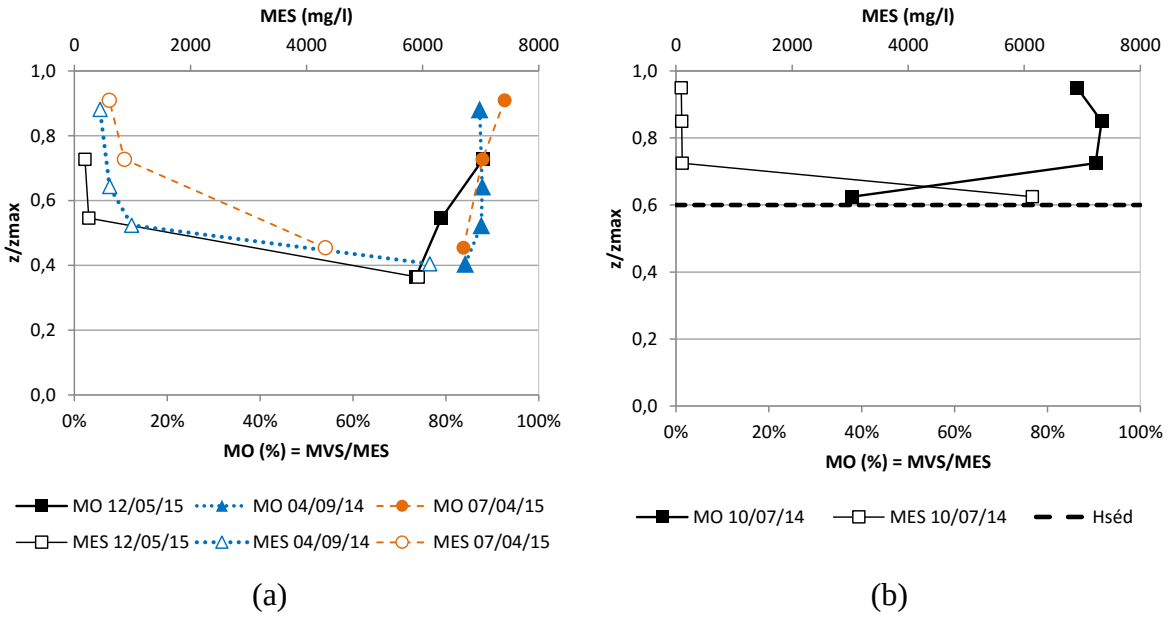
- comparer les résultats amont et aval,
- observer le lien entre l'hydraulique et le flux, et l'influence de l'un sur l'autre et vice versa par l'analyse combinée des profils de vitesses et de concentrations.

3.2.4.1 **Profils de concentrations amont**

La Figure 3-42 représente quelques profils de concentrations en MES et du pourcentage en matières organiques [MO (%) = MVS/MES] en fonction de la hauteur adimensionnelle (z/z_{max}) sur le point de mesure amont. Ces profils ont été effectués à des moments différents sur le point de mesure amont. Les profils présentés sont ceux des échantillons prélevés au centre du chenal principal.

Pour les trois profils de la figure à gauche (Figure 3-42 a), aucun dépôt sédimentaire n'a été observé pendant l'échantillonnage. Une couche dense de hauteur environ 0,10 à 0,20 cm a été détectée pendant les mesures. On voit que ces trois profils montrent une même allure. Ils représentent des gradients verticaux de concentrations qui sont caractérisés par un fort gradient dans la partie plus basse. Au-dessus de ce gradient, les concentrations en MES présentent des fluctuations. La forte concentration observée dans la partie plus basse correspond sans doute à celle de la couche dense. Pour ces trois cas d'expériences, la concentration en MES de la couche dense varie de 4100 mg/l à 6000 mg/l. En ce qui concerne la MO, on observe que les particules dans la partie basse (couche dense) ont le même ordre de grandeur de teneur en matière organique que celles des particules dans la colonne d'eau. Ces valeurs sont ici comprises entre 85 et 95 %. Ces observations montrent que cette couche dense ressemblerait à celle trouvée sur le site d'Allée d'Erdre (Hemmerle, 2014).

La figure de droite (Figure 3-42 b) montre un profil de concentrations effectué le 10/07/14. Un dépôt sédimentaire de 0,20 m de hauteur a été détecté pendant l'échantillonnage. Le profil présente également un fort gradient de concentration à l'interface eau-sédiment, et au-dessus de ce gradient, on peut observer une homogénéité des concentrations en MES (88 à 104 mg/l). A la différence des autres échantillonnages représentés à gauche, la teneur en matière organique de l'échantillon à l'interface eau-sédiment est très faible (37%) par rapports à ceux de la figure à gauche. Cela nous laisse supposer que cet échantillon est un mélange d'une partie de la couche dense organique et d'une partie du dépôt minéral au fond de l'écoulement.



(a) (b)

Figure 3-42: Profils de concentrations en MES et de teneur en MO amont

3.2.4.2 **Profils de concentrations aval**

La Figure 3-43 représente quelques profils de concentration en MES et du pourcentage en matières organiques [MO (%) = MVS/MES] en fonction de la hauteur adimensionnelle (z/z_{max}) sur le point de mesure aval. Les résultats sur ce point de mesure sont hétérogènes. Trois cas de figure sont représentés.

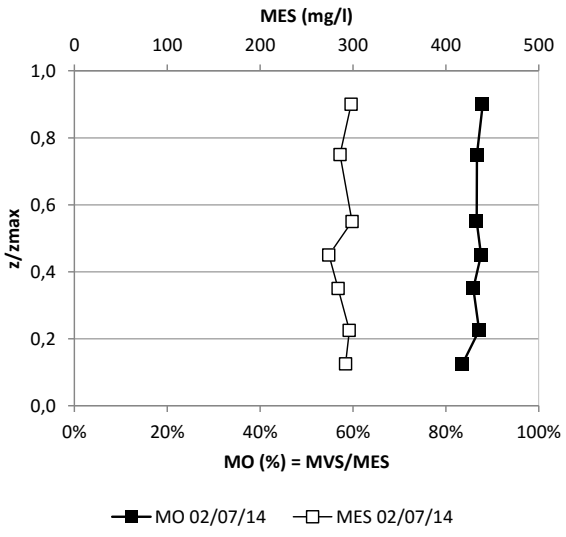
Le premier cas (en haut à gauche : Figure 3-43 a) correspond à un profil où les concentrations en MES sont très homogènes. La concentration moyenne en MES est de 290 mg/l et l'écart relatif entre les concentrations en MES dans le profil est seulement de 3%. Les teneurs en matières organiques des échantillons dans le profil sont comprises entre 84% et 88%.

Le second cas (en haut à droite : Figure 3-43 b) correspond à deux profils de concentration pendant la même journée du 17/06/15 entre 07h10 et 07h06. Pour le premier profil réalisé (y = 0,4 m), on observe une légère augmentation des concentrations en MES de la surface vers le radier (125 à 200 mg/l). Pour le deuxième profil, les concentrations en MES sont plus ou moins homogènes (320 à 360 mg/l). On observe une augmentation d'un facteur deux (2) des concentrations en MES pour le profil à y = 0,6 m, celui qui a été effectué en deuxième. Mais il faut préciser ici qu'il ne s'agit pas de gradients transversaux de concentrations mais d'une influence de l'évolution temporelle du flux. En effet, l'heure à laquelle on a réalisé l'échantillonnage correspond à la forte augmentation de la hauteur et de la vitesse sur le point de mesure aval pour atteindre le premier pic du débit matinal. On peut donc penser que l'augmentation de la vitesse et de la hauteur, et donc du débit a augmenté le taux de remise en suspension des particules déposées au fond de l'écoulement. Cela explique l'augmentation des concentrations en MES pour le deuxième profil même si le temps mis entre la réalisation des deux échantillonnages n'était que 6 mn. Les teneurs en matières organiques des

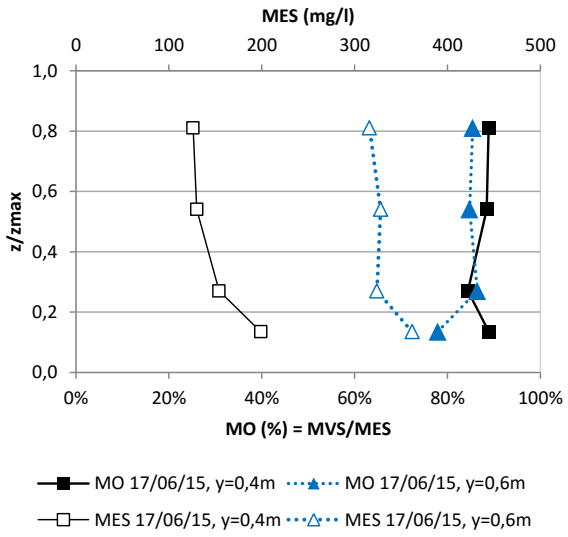
échantillons dans les profils ressemblent à celles du premier cas (Figure 3-43 a). Elles sont comprises entre 78% et 88%.

Le troisième cas (en bas Figure 3-43 c) présente deux profils de concentrations effectués à des moments différents au centre de l'écoulement. Les deux profils présentent des gradients de concentrations en MES similaires à ceux trouvés en amont (Figure 3-42 b). Des différences sont observées :

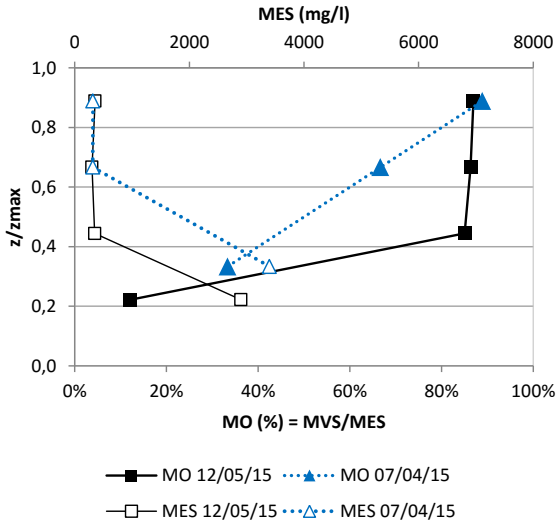
- les concentrations en MES de l'échantillon inférieur sont moins importantes que celles de l'amont. Ces concentrations sont de 2900 mg/l et de 3400 mg/L pour l'aval, ce qui fait à peu près la moitié de celles observées en amont.
- la deuxième différence concerne la teneur en matière organique : celle de l'échantillon au fond très chargé de l'aval est très inférieure à celle de l'amont. Pour le profil effectué le 07 avril 2015, la teneur en matière organique est de 35%. Cela nous laisse supposer que cet échantillon est aussi un mélange d'une partie de la couche dense organique et d'une partie du dépôt minéral au fond de l'écoulement. Pour le profil effectué le 12 mai 2015, la teneur en matière organique est très faible (10%), ce qui montre que cet échantillon est constitué d'une grande partie du dépôt sédimentaire très minéral au fond de l'écoulement.



(a)



(b)



(c)

Figure 3-43: Profils de concentrations en MES et de teneur en MO aval

3.2.4.3 **Comparaison des profils amont et aval**

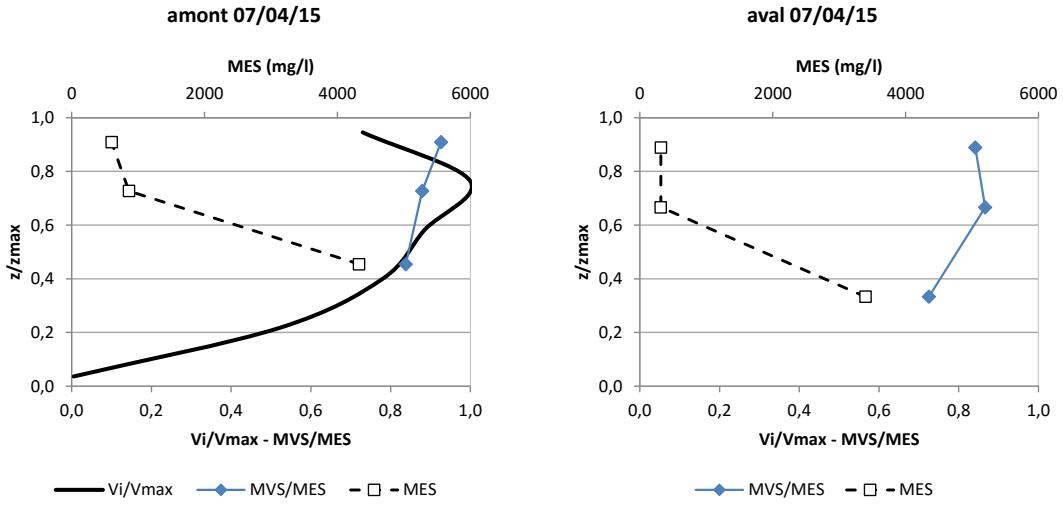
La Figure 3-44 compare les profils de vitesses adimensionnelles (V_i/V_{max}), MES et MO en fonctions des hauteurs adimensionnelles pour les échantillonnages effectués un même jour sur les points de mesure amont et aval. La figure de gauche représente l'amont et celle de droite l'aval. Les profils de vitesses sont ceux qui ont été mesurés à la même position transversale que les profils de concentrations.

Pour le premier cas (Figure 3-44 a), les mesures de vitesse n'ont pas été effectuées pour l'aval. Pour les deux points de mesure, les profils de concentrations en MES présentent des gradients verticaux de concentrations caractérisés par un fort gradient dans la partie plus basse. En amont, la concentration en MES de l'échantillon concentré au fond est de 4325 mg/l avec une teneur en MO de 83% et celle de l'aval 3400 mg/l avec une teneur en MO de 73%. Cela montre la présence de la couche dense très concentrée en matière organique que ce soit en amont ou en aval. Dans la colonne d'eau, les concentrations en MES de l'amont (MES_{moy} = 700 mg/l) sont deux fois plus grandes que celles de l'aval (MES_{moy} = 320 mg/l).

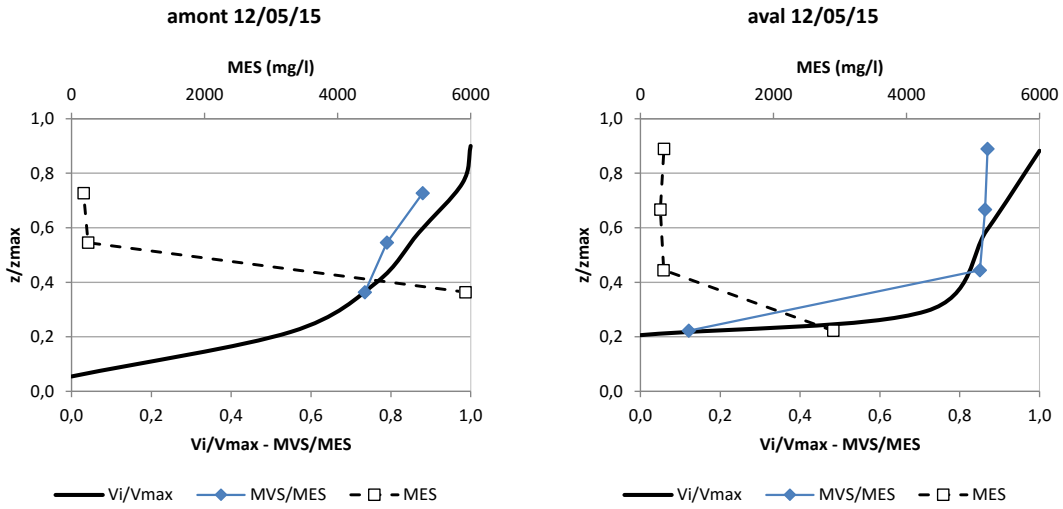
Les résultats dans le deuxième cas de figure (Figure 3-44 b) mettent en évidence l'influence de la présence de la couche dense (pour l'amont) et du mélange de la couche dense et du dépôt sédimentaire (pour l'aval) sur le profil de vitesse. On peut voir pour les deux cas (amont et aval) que les profils de vitesse sont respectivement affectés par la présence de la couche dense (pour l'amont) et le mélange de la couche dense et du dépôt sédimentaire (pour l'aval). Ce phénomène est ici plus accentué pour l'aval, au-delà d'une certaine hauteur (à 20% de la hauteur totale à partir du radier), la vitesse est nulle. Cela correspond à la présence du dépôt sédimentaire au fond.

Pour le troisième cas de figure (Figure 3-44 c), on confirme toujours la présence de la couche dense très concentrée organique en amont, avec un fort gradient vertical de concentration au fond. Mais cette fois-ci, il n'y a pas de gradient vertical de concentration en aval mais des fluctuations de concentrations. La concentration moyenne en MES dans le profil est de 300

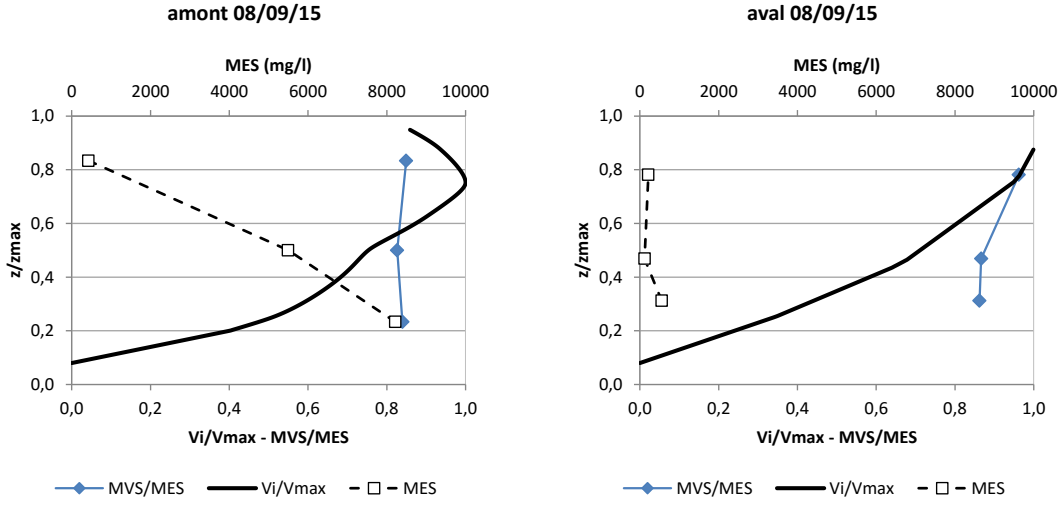
mg/l, celle du bas est de 330 mg/l et celle de l'échantillon proche de la surface est de 220 mg/l.



(a)



(b)



(c)

Figure 3-44: Profils de MES, MO et vitesse en amont et aval

Pour l'interprétation des résultats sur la répartition des champs de concentrations en MES, de MO et les profils de vitesse, les conclusions importantes de cette étude sont :

- en amont, on rencontre souvent des gradients verticaux de concentrations. Pour ce point de mesure, ces gradients paraissent indiquer la présence de la couche dense très concentrée en matière organique et en MES, similaire à celle observée par Carnicana et Larrarte. (2014) et Hemmerle (2014).
- en aval, on peut rencontrer des gradients verticaux de concentrations qui indiquent également la présence de la couche dense très organique et concentré en MES, mais les concentrations en MES sont inférieures par rapport à celles de l'amont (deux fois moins grandes). Pour certains cas où on a des gradients verticaux de concentrations en aval, l'échantillon le plus concentré au fond est un mélange de couche dense (organique) et du dépôt sédimentaire (minéral).
- que ce soit en amont ou en aval, les profils de vitesses sont influencés par la présence de la couche dense et/ou le mélange couche dense et du dépôt sédimentaire.

3.2.5 **Caractérisation des solides en réseaux**

Dans cette partie, nous nous sommes intéressés à caractériser :

- les particules en suspension très concentrée en matière organique dans la colonne d'eau,
- la couche dense formée par des particules très concentrées en matière organique au fond de l'écoulement ou à l'interface eau-sédiment quand le dépôt au fond est détecté,
- le dépôt de sédiment (minéral) au fond de l'écoulement, qui est parfois mélangé avec une partie de la couche dense.

3.2.5.1 **Particules dans la colonne d'eau et dans la couche dense**

Le Tableau 3-18 résume les caractéristiques des particules en suspension dans la colonne d'eau et celles de la couche dense sur les points de mesure amont et aval. Les résultats ont été obtenus par les échantillons issus des échantillonnages verticaux de concentrations (cf §§ 3.2.4). Les analyses effectuées sont les concentrations en MES, la teneur en matière organique et la granulométrie.

Concernant les MES dans la colonne, les valeurs indiquées dans le Tableau 3-18 rassemble les valeurs de MES sans ou avec la présence de la couche dense. Par ailleurs, nous avons déjà évoqués dans la partie précédente que la couche dense est presque toujours présente pour l'amont. Les concentrations moyennes en MES en amont et en aval sont respectivement de 300 ± 55 mg/l en amont et de 280 ± 60 mg/l en aval. Les teneurs en matière organique sont respectivement de 90 ± 1% pour l'amont et de 87 ± 2% pour l'aval. En termes de granulométrie, le diamètre moyen D50 est de 97 ± 6 µm en amont et de 93 ± 4 µmen aval. La Figure 3-45 montre la représentation granulométrique de ces particules. Cette figure montre qu'environ 50% des particules solides en suspension ont une taille inférieure à 100 µm. Ces observations montrent que les caractéristiques des particules en suspension dans la colonne d'eau sur les deux points de mesures sont semblables.

Les concentrations moyennes en MES des particules dans la couche dense quand celle-ci est détectée sont respectivement de 6060 ± 920 mg/l pour l'amont et de 3100 ± 200 mg/l pour

l'aval, soit presque la moitié de celle de l'amont. Cette observation attire notre attention sur l'influence de l'apport de la branche secondaire (Pitre Chevalier) sur la répartition des concentrations en matière en suspension. Cette différence entre les concentrations en MES de la couche dense amont et aval pourrait être due à l'effet de la dilution. En effet, le taux de cisaillement en amont est plus faible à cause de la vitesse plus faible, ce qui suggère la persistance de la couche dense dans la partie basse de l'écoulement, tandis qu'en aval, la vitesse et la contrainte de cisaillement sont plus importantes ce qui conduit à la destruction plus importante de la couche dense qu'en amont, d'où une concentration en MES plus faible. Ce point sera plus développé dans la partie 3.2.6. Concernant la teneur en matière organique, les teneurs moyennes sont du même ordre de grandeur pour les deux points de mesures : 84 ± 1% pour l'amont et 82 ± 6% pour l'aval. Pour la granulométrie, le diamètre moyen D50 des particules est de 91 ± 5 µm pour la couche dense amont et de 90 ± 6 pour la couche dense aval. La Figure 3-46 montre la représentation granulométrique de ces particules dans la couche dense amont et aval. Comme pour les eaux usées dans la colonne d'eau, on voit aussi sur cette figure qu'environ 50% des particules solides en suspension ont une taille inférieure à 100 µm.

En comparant les caractéristiques des particules dans la colonne d'eau et celles dans la couche dense amont et aval, on peut remarquer que ces particules ont des caractéristiques de même ordre de grandeur en termes de teneur en MO (entre 82 et 90%) et de granulométrie (D50 entre 91 et 97 µm). Ces observations nous permettent de conclure que :

- les particules en amont sembleraient en grande partie les principales sources des particules observées en aval,
- les particules dans la couche dense proviennent de la décantation des particules dans la colonne d'eau, tant pour l'amont que pour l'aval.

Les caractéristiques des particules en MES dans la colonne d'eau et dans la couche dense amont et aval sont similaires à celles observées par Hemmerle, (2014) sur le site d'Allée d'Erdre et les autres.

Tableau 3-18: Caractéristiques des particules dans la colonne d'eau et dans la couche dense amont et aval

		Amont		Aval	
		Moyenne	Ecart-type	Moyenne	Ecart-type
Colonne d'eau	MES (mg/l)	300	*55*	280	*60*
	MO (%)	90%	*1%*	87%	*2%*
	D50 (µm)	97	*6*	93	*4*
Couche dense	MES (mg/l)	6060	*920*	3100	*200*
	MO (%)	84%	*1%*	82%	*6%*
	D50 (µm)	91	*5*	90	*6*

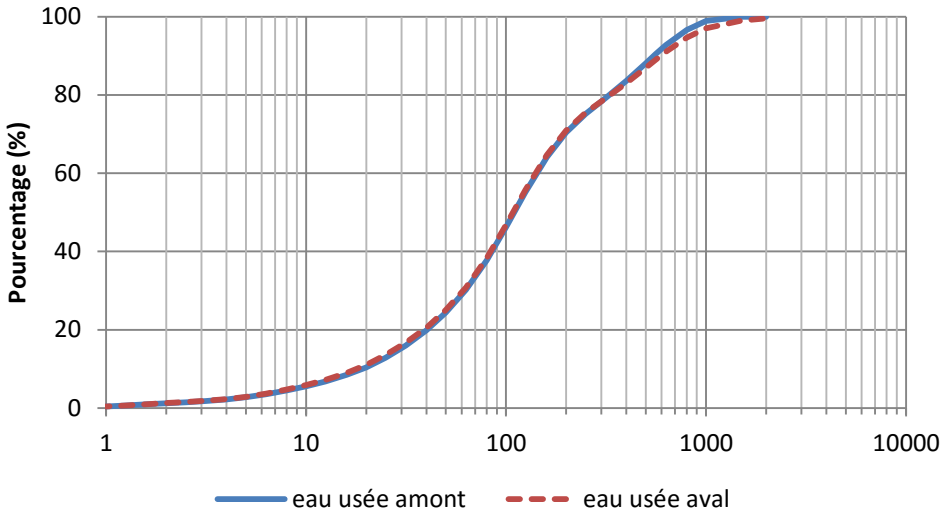


Figure 3-45: Répartition granulométrique des particules dans la colonne d'eau amont et aval

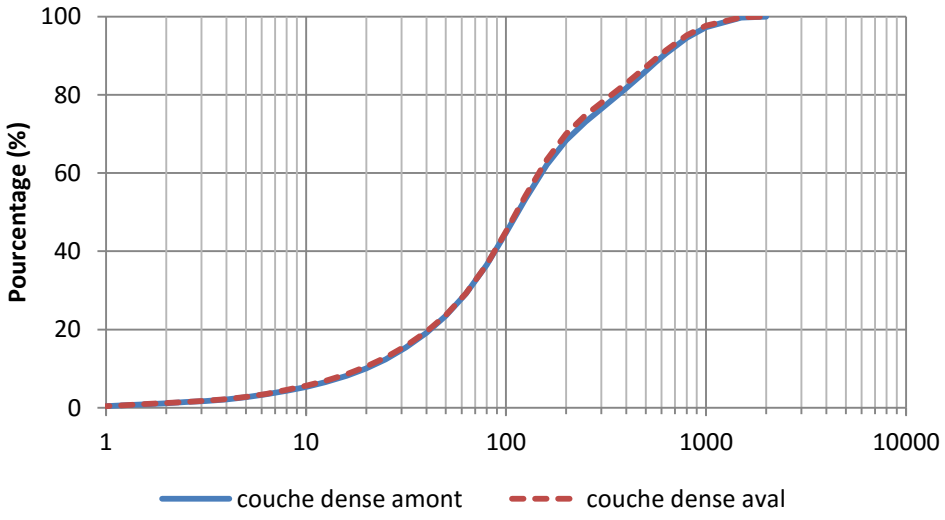


Figure 3-46: Répartition granulométrique des particules dans la couche dense amont et aval

3.2.5.2 **Dépôts au fond**

Dix prélèvements d'échantillons de dépôts au fond de l'écoulement ont été effectués en amont et en aval du site de Place de la Bonde aux mêmes moments où on a prélevé les échantillons

d'eaux usées. Les prélèvements de dépôts ont été faits en utilisant un carottier. Les analyses ont porté sur les paramètres suivants : masse volumique sèche, matière organique et granulométrie. Les résultats présentés dans le Tableau 3-19 concernent les prélèvements amont et aval effectués un même jour (c'est-à-dire quand les dépôts ont été détectés simultanément en amont et aval). Les prélèvements ont été toujours effectués au niveau des regards amont et aval, sur les points où les prélèvements d'eaux usées ont été effectués.

Les résultats montrent que les caractéristiques de dépôts au fond observés en amont et ceux observés en aval sont différents :

- Les dépôts au fond en amont sont moins denses que ceux de l'aval : les masses volumiques sont respectivement de 1890 ± 175 kg/m^3 en amont et de 2530 ± 65 kg/m^3 en aval.
- Les dépôts au fond amont contiennent plus de matière organique par rapport à ceux de l'aval. La teneur en matière organique est de 24 ± 12 % pour l'amont et de 10 ± 4 % pour l'aval.
- En termes de granulométrie, les dépôts au fond aval ont une taille de particules plus grande que ceux de l'amont : le diamètre D50 moyen est de 400 ± 55 µm pour l'aval et de 240 ± 50 µm pour l'amont. On voit sur la Figure 3-47 que la proportion des solides qui ont un diamètre à 100 µm sont respectivement de 35% pour l'amont et seulement de 21% pour l'aval.

Deux raisons peuvent expliquées ces observations :

- Il faut noter la présence d'une vanne Hydrass en amont de la branche secondaire (collecteur pitre chevalier). Bien que cette vanne Hydrass soit désactivée pendant les prélèvements, nous avons observé plusieurs fois pendant les interventions et le nettoyage des capteurs qu'il y a un apport sableux venant de cette branche.
- La deuxième explication est l'influence de la dilution par l'apport de la branche latérale qui a sans doute entrainé un brassage et la destruction de la couche organique.

Les caractéristiques du dépôt du fond observé au point de mesure amont sont proches de celles observées par Hemmerle, (2014) sur le site d'Allée d'Erdre (à 500 m en aval).

Tableau 3-19: Caractéristiques des particules dans la colonne d'eau et dans la couche dense amont et aval

		Amont		Aval	
		Moyenne	Ecart-type	Moyenne	Ecart-type
Dépôt au fond	ρ (kg/m^3)	1890	*175*	2530	*65*
	MO (%)	24	*12*	10	*4*
	D50 (µm)	240	*50*	400	*55*

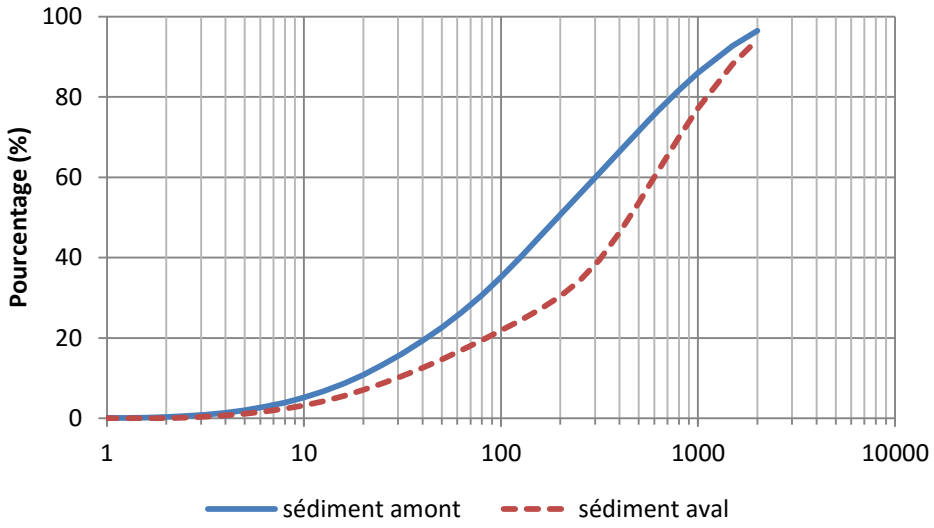


Figure 3-47: Répartition granulométrique des dépôts au fond amont et aval

Les conclusions importantes de l'étude des caractéristiques de solides sont les suivantes :

- Les concentrations moyennes en MES dans la colonne d'eau en amont et en aval par temps sec sont respectivement de 300 ± 55 mg/l en amont et de 280 ± 60 mg/l en aval.
- Les concentrations moyennes en MES dans la couche dense en amont et en aval par temps sec sont respectivement de 6060 ± 920 mg/l en amont et de 3100 ± 200 mg/l en aval.
- Les particules dans la colonne d'eau et celles dans la couche dense amont et aval ont les mêmes caractéristiques en termes de teneur en MO (entre 82 et 90%) et de granulométrie (D50 entre 91 et 97 µm).
- les particules en amont sembleraient en grande partie les principales sources des particules observées en aval,
- les particules dans la couche dense proviennent de la décantation des particules dans la colonne d'eau, tant pour l'amont que pour l'aval.
- les masses volumiques de dépôts au fond sont respectivement de 1890 ± 175 kg/m^3 en amont et de 2530 ± 65 kg/m^3 en aval.
- les dépôts au fond amont contiennent plus de matières organiques (MO = 24 ± 12 %) que ceux de l'aval (MO = 10 ± 4 %).
- Les dépôts au fond aval sont plus grossiers (D50 = 400 ± 55 µm) que ceux de l'amont (D50 = 240 ± 50 µm).

3.2.6 **Analyse combinée de différents jeux de données**

Dans cette partie, nous nous sommes intéressés à étudier l'influence des phénomènes aléatoires (pluviométrie) sur les paramètres de mesures en continu et la répartition des concentrations sur les points de mesure amont et aval. Pour ce faire, nous allons confronter l'analyse des résultats et des données issues de différentes mesures : données en continu de hauteur, de vitesse, de turbidité, de conductivité, de contrainte de cisaillement et de pluie, résultats sur la répartition des vitesses et de concentrations.

Cette étude nous permet de :

- compléter l'analyse des chroniques de turbidité et de la conductivité sur le site, notamment afin de mieux comprendre les phénomènes à l'origine de la saturation des données de turbidité,
- améliorer les connaissances et la compréhension des phénomènes à l'intérieur du réseau d'assainissement qui ne peuvent pas être appréhendés par des prélèvements.
- justifier la présence de la couche dense et mieux analyser sa dynamique.

Les cisaillements moyens dans la section en amont et en aval ont été calculés à partir des équations (1-15(1-16(1-17. En utilisant ces équations et une valeur de Manning-Strickler K = 70, nous avons trouvé une rugosité comprise entre 2,7 à 2,9 mm en amont et en aval, c'est-à-dire pour le collecteur longeant le Quai Barbusse du site de Place de la Bonde. Les gammes de cisaillement moyen sont respectivement de 0,022 à 0,065 N/m^2 en amont et de 0,270 à 0,810 N/m^2 en aval, soit à peu près la gamme de valeur amont multipliée par 12.

La Figure 3-48 (a) et (b) présente un extrait de chronique de hauteur, vitesse, cisaillement moyen, conductivité et turbidité en fonction de la pluviométrie sur le point de mesure amont du site de Place de la Bonde. Dans cette figure, nous pouvons remarque que la période entre le 30 avril et 06 mai 2015 a été marquée par une pluviométrie importante. Il n'y avait pas d'enregistrement de données de turbidité et de conductivité pendant ces jours-là suite à un problème de câble au niveau du transmetteur. Le transmetteur a été remis en fonction le matin du 06 mai 2015 mais aucune intervention dans le réseau n'a été effectuée ce jour-là. Lors de la visite du 12 mai 2015, la chaussette contenant les capteurs a été retrouvée sur la banquette. En analysant les données de turbidité et de conductivité, nous supposons que la chaussette a été sans doute emportée et déplacée par la force du courant des forts débits pendant les pluviométries entre le 30 avril 2015 au 06 mai 2015. En effet, on peut observer que les valeurs de turbidité et de conductivité sont nulles entre 00h00 à 06h00 pendant la période de 06 mai au 11 mai 2015. Cela veut dire que les capteurs sont hors d'eau. La hauteur d'eau est inférieure à 0,50 m pendant cet intervalle de temps (00h00 et 06h00). Le niveau de la banquette étant de 0,45 m, cela ne permet pas l'immersion totale des capteurs.

Du 09 mai au 11 mai 2015, ce qui correspond à une période de temps sec, on peut observer que la valeur de la turbidité augmente progressivement pendant la période où le capteur se trouve dans l'eau usée, le capteur étant toujours sur la banquette pendant ces jours-là. Cela indique que l'eau devient de plus en plus chargée en matières en suspension. Pendant l'échantillonnage des concentrations, nous avons détecté la présence de la couche dense avec une hauteur d'environ 0,25 m. Nous avons remis la chaussette dans le chenal principal le 12

mai 2015 à 7h 30 environ. A partir de cet instant, on observe une forte augmentation de la turbidité et de la conductivité.

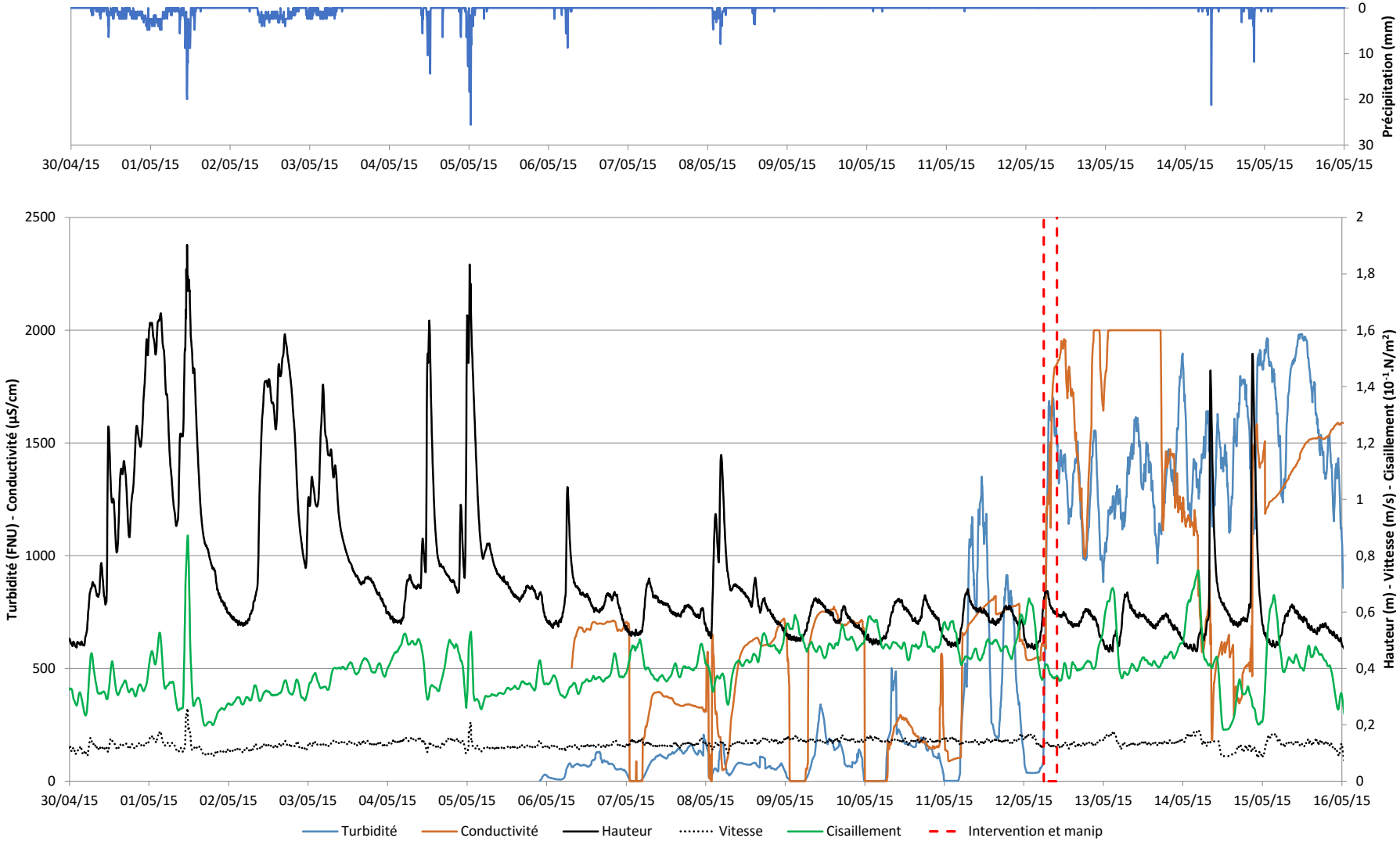
Il faut noter que le signal de turbidité n'est pas ici saturé mais présente des valeurs de très grande amplitude (de l'ordre de 1500 FNU). L'échantillonnage des concentrations sur ce point de mesure amont (Figure 3-44 b) montre la présence d'un fort gradient transversal de concentration au fond. Nous avons montré que cela est dû à la présence de la couche dense au fond de l'écoulement, sa concentration en MES étant de 5900 mg/l. Jusque-là, ces constatations nous laissent supposer que l'augmentation progressive de la turbidité à partir de quelques jours de temps sec sur le point de mesure amont, conduisant même souvent à la saturation du signal ne serait pas due à la remise en suspension des particules sédimentées mais plutôt à l'accumulation de la couche dense. En effet, la remise en suspension des particules sur ce point de mesure ne semble pas être importante en raison des faibles vitesses d'écoulement et du taux de cisaillement. On peut donc penser que la couche organique y est en très grande partie transportée par charriage. La gamme de cisaillement moyen sur le point de mesure amont est proche de celle de site de l'Allée d'Erdre Hemmerle *et al*. (2014a) a montré que la couche dense se forme pour les conditions suivantes : vitesse < 0,13 m/s et contrainte de cisaillement < 0,055 N/m² pour les jours de temps sec sur le site d'Allée d'Erdre. En termes de vitesse, la vitesse amont varie entre 0,10 et 0,15 m/s pendant les temps sec. Nous avons également étudié la variation de la vitesse sur ce point de mesure par temps sec. On observe une stabilité pendant la journée et une augmentation pour atteindre un pic entre 00h et 06h. En revanche, pour le cisaillement, il faut préciser que les valeurs de cisaillement moyen obtenues par notre méthode ne peuvent pas être judicieusement comparées avec celles obtenues par d'autres méthodes (par le profil logarithmique de vitesse par exemple) car cette méthode peut surestimer le cisaillement (Oms, 2003). Hemmerle *et al*. (2014) a utilisé le profil logarithmique de vitesse pour déterminer le cisaillement. De ce fait, nous pouvons supposer que les conditions de formation de la couche dense sur le point de mesure amont du site de Place de la Bonde sont similaires à celles du site de Place de la Bonde. En revanche, nous ne pouvons préciser sa dynamique au cours d'une journée. Cela nécessite un suivi en continu de la hauteur du sédiment.

En comparant les cisaillements amont et aval, il y a une différence d'un facteur 12 entre le cisaillement amont et l'aval : celui de l'aval est le plus grand. On peut donc penser que la couche organique y est en grande partie érodée et transportée en suspension mais elle est également transportée par charriage. Cela pourrait expliquer, outre la dilution, le fait que la concentration des MES de la couche dense sur le point de mesure aval soit inférieure que celle de l'amont.

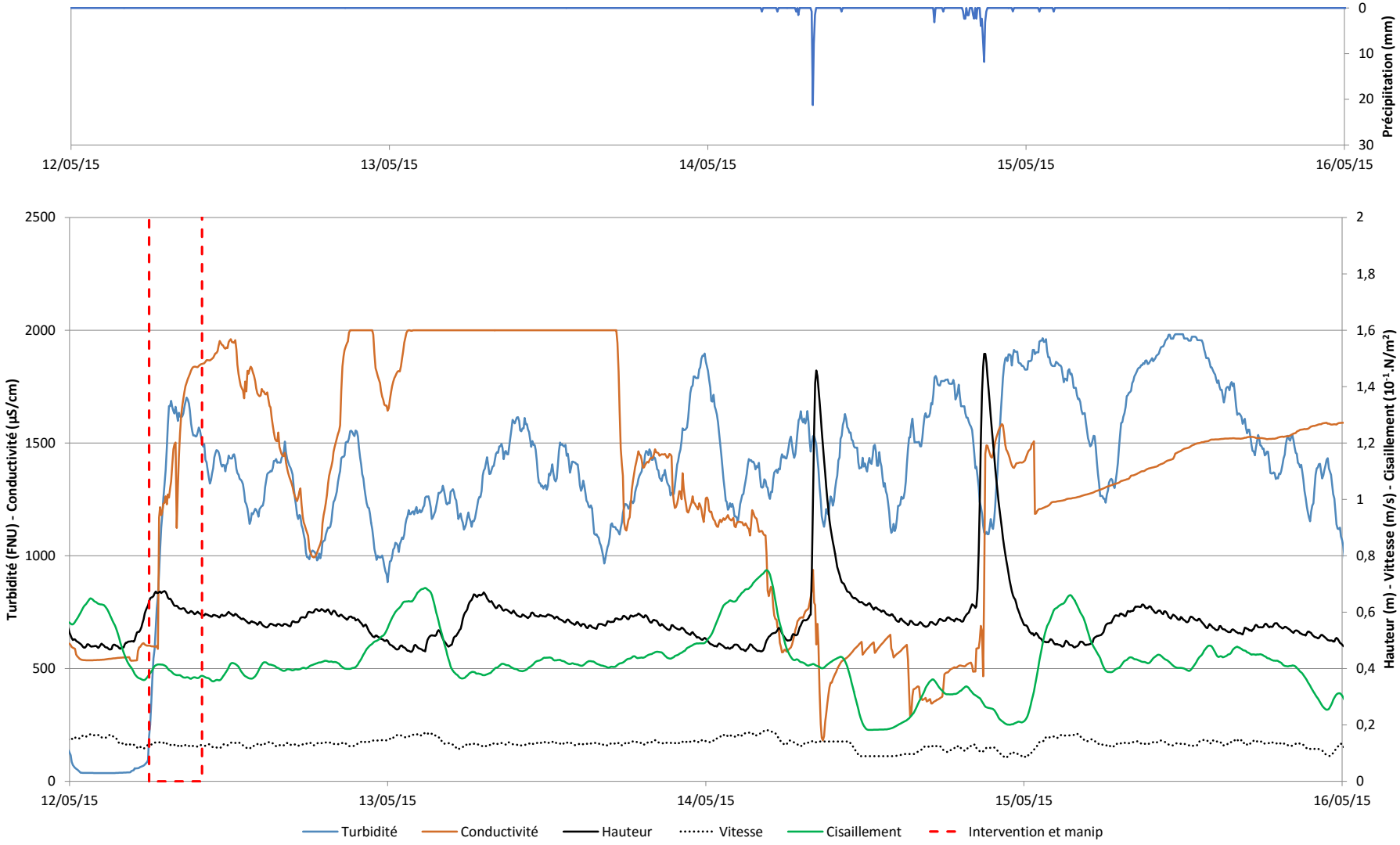
Durant le jour suivant (13 mai 2015), qui est encore un jour de temps sec, le signal de la conductivité atteint son seuil de saturation (2000 µS/cm). Nous ne pouvons pas donner une explication à ce phénomène. Le 14 mai 2015, deux évènements pluvieux sont survenus. On peut noter la forte chute de la conductivité liée au premier pic de précipitations mais pas au deuxième. Pour le signal de la turbidité, on observe une diminution brusque de l'ordre de 500 FNU en relation avec les deux pics de précipitations, indiquant l'influence de la dilution par les eaux météoriques. Mais juste après ces diminutions, on observe une augmentation rapide du signal de la turbidité qui est sans doute à la réponse de la forte remise en suspension des particules dans la couche dense par la pluie.

Un certain nombre de conclusions importantes émergent de cette analyse combinée de différents jeux de données. Ces conclusions sont les suivantes :

- Le mode de variation de la turbidité en fonction de la conductivité et du taux de cisaillement peut être un indicateur de la dynamique de la couche dense dans les réseaux d'assainissement.
- Le cisaillement moyen aval est nettement supérieur à celui de l'amont (un facteur de 12 environ).
- L'augmentation progressive de la turbidité à partir de quelques jours de temps sec sur le point de mesure amont, conduisant même souvent à la saturation du signal, ne pourrait pas être due à la remise en suspension des particules sédimentées mais plutôt à l'accumulation de ces particules.
- La remise en suspension des particules par temps sec sur le point de mesure amont n'est pas importante en raison des faibles vitesses d'écoulement et du taux de cisaillement. Par temps sec, la couche dense y serait transportée en grande partie par charriage.
- La couche organique sur le point de mesure aval par temps sec serait en grande partie érodée et transportée en suspension mais elle pourrait être également transportée par charriage. Cela est dû à l'apport du débit venant de la branche secondaire (branche), qui fait augmenter la vitesse de l'écoulement et donc du cisaillement et produit également un phénomène de dilution.
- Le suivi en continu et l'analyse conjointe de la turbidité et de la conductivité avec l'hydraulique (paramètre de débit : hauteur et vitesse) permettent de détecter plusieurs phénomènes à l'intérieur des réseaux d'assainissement. Les extraits de données utilisées dans cette étude a permis de montrer l'inconvénient majeur du montage des capteurs dans une manche en toile semi-rigide. Le fait que cette manche bouge et se retrouve au-dessus de la banquette a pu se reproduire d'autres fois, sans que personne ne s'en aperçoive, la chaussette ayant pu retourner dans le canal suite à un autre évènement pluvieux.


Précipitation (mm)
0
10
20
30
30/04/15
01/05/15
02/05/15
03/05/15
04/05/15
05/05/15
06/05/15
07/05/15
08/05/15
09/05/15
10/05/15
11/05/15
12/05/15
13/05/15
14/05/15
15/05/15
16/05/15
Turbidité (FNU) - Conductivité (µS/cm)
Hauteur (m) - Vitesse (m/s) - Cisaillement (10⁻¹.N/m²)
2500
2000
1500
1000
500
0
2
1,8
1,6
1,4
1,2
1
0,8
0,6
0,4
0,2
0
Turbidité
Conductivité
Hauteur
Vitesse
Cisaillement
Intervention et manip

(a)



(b)

Figure 3-48: Exemple de chroniques de hauteur, vitesse, cisaillement, turbidité et conductivité

3.3 Suivi de la croissance du biofilm

On rappelle que l'objectif de cette étude est d'étudier l'influence de la vitesse de l'écoulement sur le comportement du biofilm se développant dans la zone de marnage des réseaux d'assainisement. Pour cela, trois poins de mesures sont retenus :

- le point de mesure amont du site de Place de la Bonde (PLB_AM)
- le point de mesure aval du site de Place de la Bonde (PLB_AV)
- un point de mesure sur le site de Duchesse Anne (DA).

Rappelons également que ces trois points de mesure se différencient en termes de vitesse d'écoulement. Les gammes de vitesses d'écoulement sur ces points de mesure sont résumées dans le Tableau 3-20. Le site de DA présente la plus grande gamme de vitesses : de 0,50 à 0,60 m/s, soit à peu près le double de celle de PLB_AV et le triple de celle de PLB_AM.

Tableau 3-20: Gamme de vitesse sur au niveau des points de mesure

Site	Place de la Bonde		Duchesse Anne
Point de mesure	Amont	Aval	Duchesse Anne
Gamme de vitesses d'écoulement (m/s)	0,10 à 0,20	0,30 à 0,35	0,50 à 0,60

Les positions des coupons dans les réseaux sur les trois points de mesures sont résumées dans le Tableau 3-21.

Tableau 3-21: Les positions des coupons dans les réseaux sur les trois points de mesures

Hauteur du coupon par rapport au radier (m)	PLB_AM	PLB_AV	DA
Haut (H)	54,8	43,8	0,73
Milieu (M)	41,6	30,6	0,60
Bas (L)	28,4	17,4	0,47

3.3.1 Durée d'immersion

Le Tableau 3-22 résume la durée d'immersion des coupons en jours selon leur position dans les eaux résiduaires. Sur le site de Place de la Bonde, la durée d'installation des coupons à biofilm dans le réseau varie de 8 à 41 jours avec une moyenne de 21 ± 7 jours. Sur le site de Duchesse Anne, la durée d'installation moyenne est de 25 ± 11 jours.

Pour les trois points de mesure, le coupon du bas était immergé dans les eaux résiduaires la plupart de temps : 99 ± 2% du temps sur le site de Place de la Bonde et 98 ± 3% du temps sur le site de Duchesse Anne.

Pour les coupons au milieu et en haut, il faut remarquer que la durée d'immersion des coupons du site Duchesse Anne est très importante par rapport à celles du site de Place de la Bonde. Sur le site de Duchesse Anne, le coupon au milieu est toujours presque dans l'eau comme celui du bas, et le coupon du haut est aussi immergé dans les eaux résiduaires la plupart du temps. Le coupon du milieu et celui du haut sont immergés respectivement dans les eaux résiduaires pendant 92 ± 7% et 75 ± 23% du temps. Sur le site de Place de la Bonde, les coupons au milieu sont immergés respectivement pendant 80 ± 12% du temps en amont et 76 ± 17% du temps en aval ; les coupons du haut ne sont immergés respectivement que pendant

26 ± 15% du temps en amont et 25 ± 15% du temps en aval. Ces informations seront importantes dans les études comparatives des résultats sur ces sites ci-après.

Tableau 3-22: Durée d'immersion des coupons dans les eaux résiduaires

			Durée d'immersion (j)			Durée d'immersion (%)		
		Durée d'installation des coupons (j)	Bas	Milieu	Haut	Bas	Milieu	Haut
PLB_AM	Max	41,0	41,0	29,9	13,5	100%	99%	67%
	Min	7,9	7,9	4,6	0,8	85%	55%	4%
	Moyenne	*20,6*	*20,3*	*16,2*	*4,9*	*99%*	*80%*	*26%*
	Ecart-type	*7,0*	*6,8*	*5,5*	*2,8*	*2%*	*12%*	*15%*
PLB_AV	Max	41,0	41,0	28,2	14,1	100%	99%	67%
	Min	7,9	7,9	3,8	0,7	85%	42%	4%
	Moyenne	20,6	20,2	15,4	4,9	99%	76%	25%
	Ecart-type	*7,0*	*6,7*	*5,7*	*2,8*	*2%*	*17%*	*15%*
DA	Max	140,0	119,1	102,3	78,0	100%	100%	100%
	Min	8,0	8,0	8,0	4,9	85%	73%	23%
	Moyenne	24,9	24,0	22,1	16,5	98%	92%	75%
	Ecart-type	*11,3*	*10,1*	*7,9*	*6,2*	*3%*	*7%*	*23%*

3.3.2 **Opacité des coupons en verre**

La Figure 3-49 représente les moyennes et les écart-types (représentés sous forme de barres d'erreur) de l'opacité des coupons en verre pour les trois points de mesure.

On peut observer que les opacités des coupons en verre du bas et du milieu sont de même ordre de grandeur pour les points PLB_AM et PLB_AV. Pour ces deux points de mesure, les coupons du haut ont la plus petite valeur avec à peu près une différence relative de 45%. L'opacité moyenne est de 69 ± 17 pour le coupon du bas, 66 ± 19 pour le coupon du milieu et 40 ± 20 pour celui du haut. En aval, l'opacité moyenne est de 77 ± 15 pour le coupon du bas, 79 ± 18 pour le coupon du milieu et 43 ± 23 pour le coupon du haut.

En revanche, le phénomène opposé est observé pour le site de DA : c'est le coupon du haut qui a la plus grande valeur en opacité et celui du bas la plus petite valeur. Les opacités moyennes sont respectivement de 42 ± 11 pour le coupon du bas, 71 ± 7 pour le coupon du milieu et 73 ± 4 pour le coupon du haut. Deux facteurs pourraient être à l'origine de cette observation : d'un côté, la durée d'immersion des coupons est plus longue pour les coupons du bas et celui au milieu sur le site de Duchesse Anne ; d'un autre côté la vitesse d'écoulement y est plus importante et cela conduit au détachement important des biofilms sur le coupon du bas donc des valeurs faibles de l'opacité.

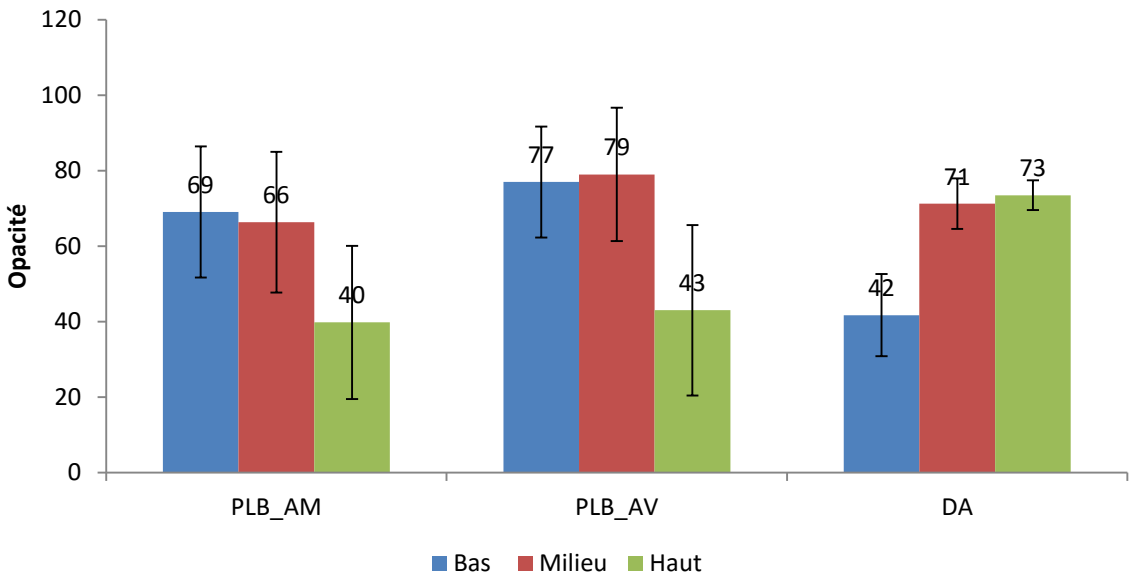


Figure 3-49: Opacité des coupons en verre sur les trois points de mesure

La Figure 3-50 montre un exemple concret des phénomènes observés ci-dessus. Les coupons en verre présentés dans cette figure ont été installés le 07/04/2015 et récupérés le 29/04/2015, soit une durée d'installation de 22 jours dans les réseaux. L'opacité (Op) et la durée d'immersion (DI) sont indiquées sur chaque coupon. On voit sur le coupon du bas du site de Duchesse Anne que le détachement d'une grande partie de biofilm a laissé un grand vide au milieu du coupon. Un détachement moins important que celui du bas est observé sur le coupon du milieu qui a été immergé pendant 96% du temps. Sur le site de Place de la Bonde, sur les deux points amont et aval, on peut noter qu'une partie du biofilm s'est détaché du coupon du bas mais le détachement n'est pas très sévère car les vitesses y sont moins importantes. Cela se traduit par des opacités inférieures pour les coupons au milieu dont presque les surfaces sont couvertes de biofilm. Il y a moins de biofilm et donc des faibles opacités sur les coupons du haut.

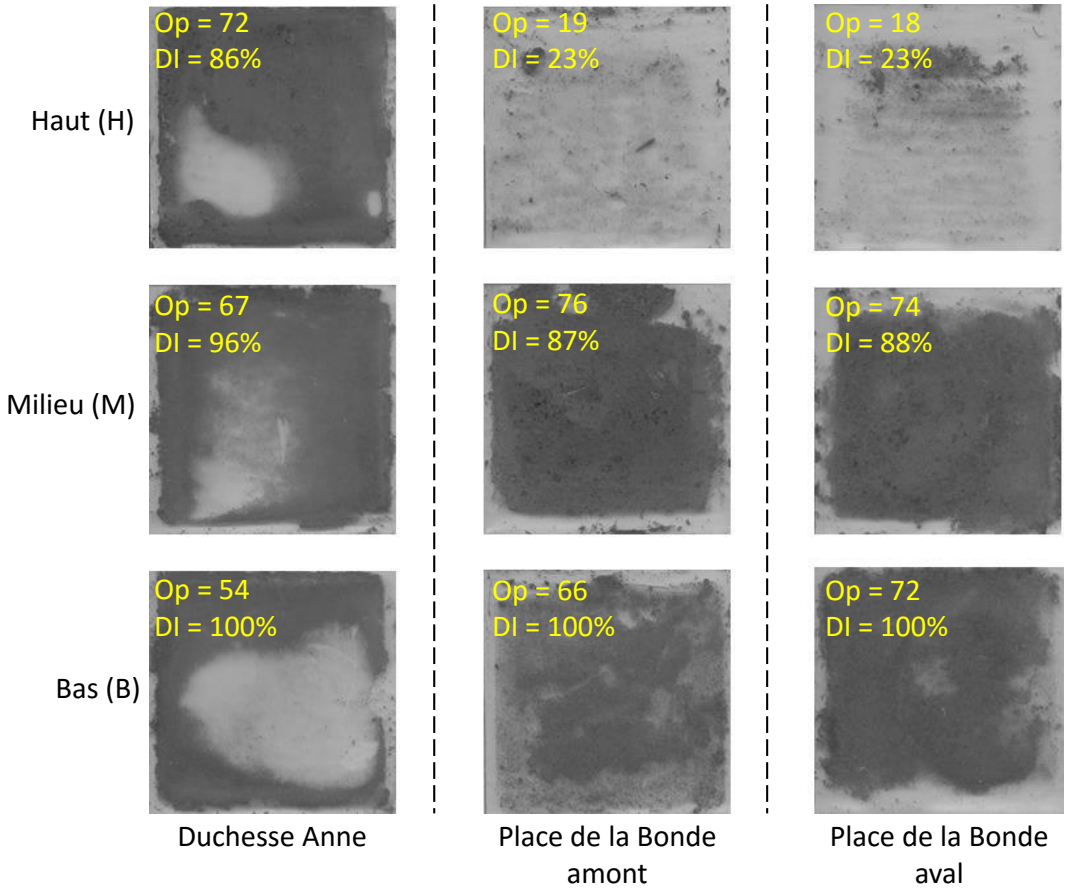


Figure 3-50: Comparaison des opacités de verre sur les trois points de mesure (Op : opacité, DI : durée d'immersion en %)

3.3.3 Relation entre l'opacité des coupons en verre et l'obscurcissement des coupons en béton

L'obscurcissement est le paramètre utilisé pour les coupons en béton qui correspond à l'opacité pour les coupons en verre. C'est la différence entre l'obscurcissement du coupon biofilm sec après l'installation dans le réseau et l'obscurcissement du coupon béton vierge avant l'installation.

Etant donné que cette obscurcissement est le seul moyen pour caractériser les coupons en béton outre la durée d'immersion, nous nous sommes intéressés à étudier la relation existante entre ce paramètre avec l'opacité du verre. Pour cela, nous avons effectué un test de significativité de coefficient de corrélation linéaire à un risque d'erreur α de 5%. Le test a été réalisé sur n = 81 échantillons de coupons sur le site de Place de la Bonde amont et aval. On s'intéresse à vérifier les hypothèses suivantes :

- H_0 = l'obscurcissement « Ob » et l'opacité « Op » sont indépendantes et
- H_1 = l'obscurcissement « Ob » et l'opacité « Op » sont significativement corrélés.

Les résultats sont les suivants :

- r(Ob, Op) = 0,69 avec un intervalle de confiance à 95% (IC95% = [0,55 ; 0,79],
- $p < 0,001$ (p étant le degré de significativité de la relation)

Ces résultats indiquent que l'obscurcissement « Ob » et l'opacité « Op » sont significativement corrélés. La Figure 3-51 illustre graphiquement cette relation liant l'opacité du verre et l'obscurcissement du béton.
Ces résultats mettent en avant que l'opacité est un bon indicateur permettant le suivi en continu du développement du biofilm en réseaux.

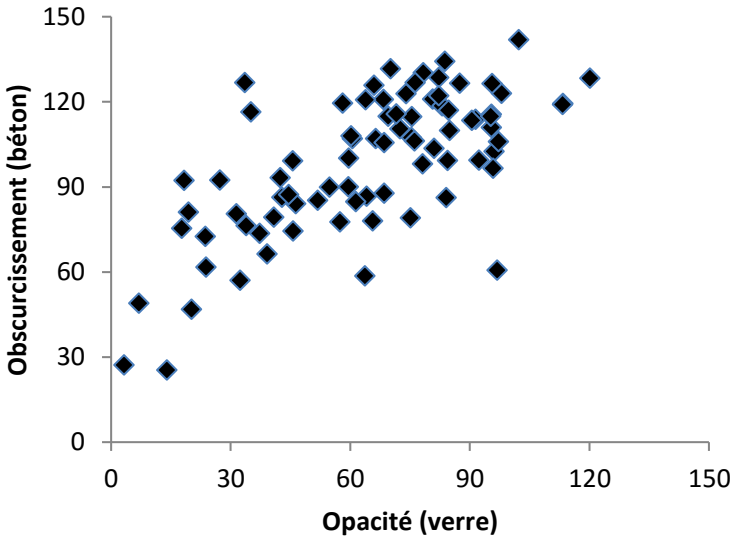


Figure 3-51: Relation entre l'opacité du verre et l'obscurcissement du béton

3.3.4 **Masse sèche**

La Figure 3-49 représente les moyennes et les écart-types de la masse sèche du biofilm fixé sur le coupon en verre pour les trois points de mesure.

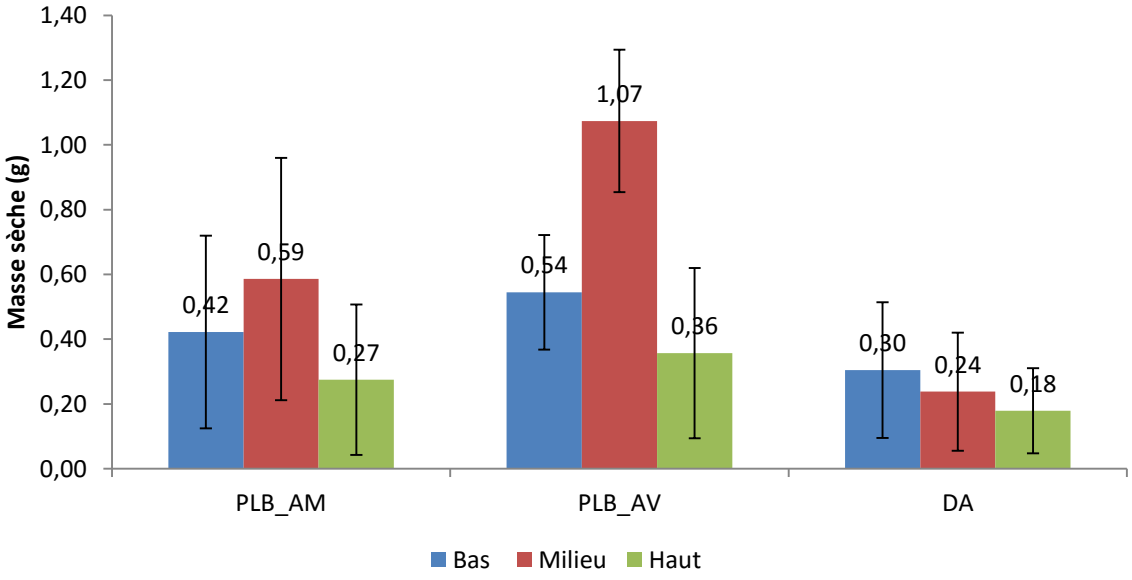


Figure 3-52: Masses sèches des biofilms fixés sur coupons en verre sur les trois points de mesure

Sur le point de mesure PLB_AM, les masses moyennes sont respectivement de 0,42 ± 0,30 g pour le coupon du bas, 0,59 ± 0,37 g pour le coupon du milieu et 0,27 ± 0,23 g pour le coupon

du haut ; en aval (PLB_AV) elles sont respectivement de 0,54 ± 0,18 g pour le coupon du bas, 1,07 ± 0,51 g pour le coupon du milieu et 0,36 ± 26 g pour le coupon du haut. Sur le point de mesure DA, les masses sèches sont respectivement de 0,18 ± 0,12 g pour le coupon du bas, 0,24 ± 0,20 g pour le coupon du milieu et 0,30 ± 22 g pour le coupon du haut. Cela montre l'influence des gammes de vitesses d'écoulement sur la masse sèche. Sur le point de mesure DA, la vitesse d'écoulement est très élevée (0,50 à 0,60 m/s), ce qui conduit à un détachement important du biofilm : c'est pourquoi on observe les plus faibles valeurs de la masse sèche sur ce point de mesure. Pour le site de PLB_AV, où la gamme de vitesses d'écoulement (0,30 à 0,35 m/s) se situe entre les deux points de mesures PLB_AM (0,10 à 0,20 m/s) et DA, on a les plus grandes valeurs de masse sèche. Ces constatations justifient les phénomènes observés dans la littérature (Lewandowski, 2000 ; Donlan 2002 ; Busscher et Van der Mei 2006 ; Ochoas *et al.* 2007) : des vitesses d'écoulement plus élevées amplifient le phénomène d'adhésion, mais des vitesses trop élevées augmentent les forces de cisaillement agissant sur le biofilm et induisent le détachement du dépôt.

Sur les deux points de mesures PLB_AM et PLB_AV, c'est le coupon au milieu qui a la plus grande valeur en masse sèche de biofilm, puis le coupon du bas et la plus petite valeur est pour le coupon du haut. Ceci est dû au fait que les biofilms au sein des réseaux d'assainissement se forment de préférence dans la zone de battement des eaux de temps sec (Crabtree, 1989). En effet, la zone de battement des eaux de temps sec peut occasionner la présence de zones aérobies et anaérobies au sein des parois de réseaux d'assainissement. Ces conditions sont favorables au développement des bactéries hétérotrophes au sein du biofilm (Ashley *et al*. 2014).

3.3.5 **Relation entre la masse sèche et opacité des coupons en verre**

Les Figure 3-53, Figure 3-54 et Figure 3-55 montrent respectivement la relation entre l'opacité et la masse sèche [MS = f(Op)] et la relation entre la durée d'immersion et l'opacité [OP = f(DI)] sur les trois points de mesures PLB_AM, PLB_AV et DA.

Pour les relations [MS = f(Op)], on observe l'existence d'une relation entre la masse sèche et l'opacité sur les trois points de mesures PLB_AM, PLB_AV et DA. Ces relations [MS = f(Op)] suivent une évolution exponentielle, montrant l'évolution rapide de l'opacité par rapport à la masse sèche au début, après une tendance constante de l'évolution de l'opacité mais une augmentation continuelle de la masse sèche. En effet, l'opacité dépend seulement de la surface couverte par le biofilm sur le coupon. Cela montre que pour une même couverture du biofilm sur le coupon mais à des épaisseurs de biofilm différentes, on peut avoir une même opacité ou juste une très faible augmentation de celle-ci. Autrement dit, à un moment donné l'épaisseur du biofilm et donc la masse sèche peut toujours augmenter sans modifier autant l'opacité. La meilleure relation a été trouvée pour le site de DA, avec un coefficient de détermination r^2 de 0,75 ; ensuite le point de mesure PLB_AV avec un $r^2 = 0,65$ et finalement le point de mesure PLB_AM avec un $r^2 = 0,59$. Cela constitue la limite de la méthode utilisant l'opacité comme paramètre caractéristique de la croissance du biofilm.

Concernant les relations [OP = f(DI)], on peut observer une différence entre les points de mesure PLB et celui de DA. Pour les points de mesure PLB_AM, PLB_AV, les relations [OP = f(DI)] suivent une croissance logarithmique. Cette évolution est marquée par une

augmentation rapide de l'opacité et pour une certaine période (entre 15 et 20 jours), ensuite l'opacité tend vers une limite car tout le coupon est recouvert. Entre les deux points de mesure PLB_AM et PLB_AV, on peut observer l'influence de la gamme de vitesse d'écoulement. En effet, on peut remarquer pour quelques coupons au milieu du point de mesure PLB_AM que l'opacité continue à augmenter même au-delà de 20 jours, mais celle du point de mesure PLB_AV décroit. Cela correspond à un détachement du biofilm sur le point de mesure PLB_AV à cause de la gamme de vitesse plus forte sur ce point de mesure que celle de PLB_AM.

Pour le site de DA, l'évolution de l'opacité en fonction de la durée d'immersion ne suit pas une loi logarithmique comme celles des points de mesures PLB_AM et PLB_AV. Une variation linéaire semble être observée mais avec une très grande dispersion de données. On ne peut donc discerner aucune tendance nette concernant la relation [OP = f(DI)] sur ce point de mesure. On peut cependant observer que les coupons du bas ont la plus basse valeur d'opacité et celle-ci reste dans une gamme de 30 - 50 quel que soit le nombre de jours d'immersion. On observe également une forte concentration des points pour les durées d'immersion inférieures à 10 jours. Ces observations indiquent le détachement massif et précoce du biofilm à cause de la plus grande valeur de vitesse sur ce point de mesure. Cette constatation confirme les observations dans les paragraphes 3.3.2. et 3.3.4.

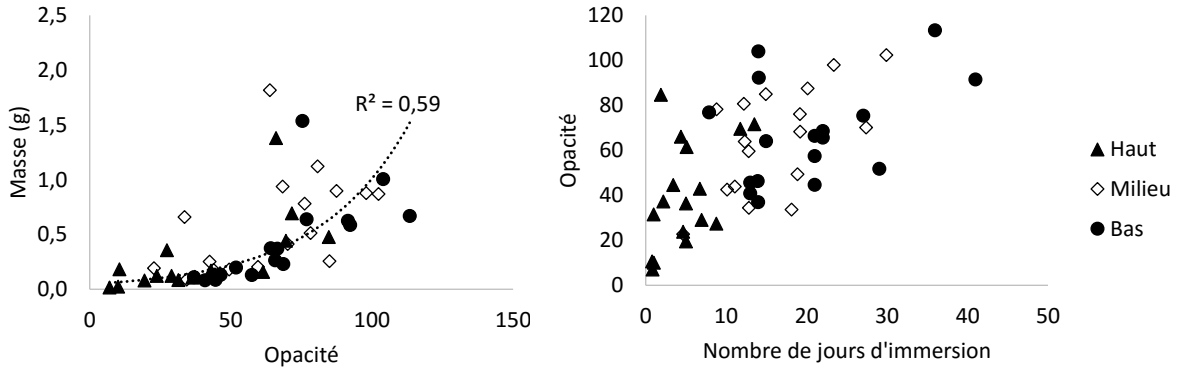


Figure 3-53: Relations [MS = f(Op)] et [OP = f(DI)] sur le point de mesure PLB_AM

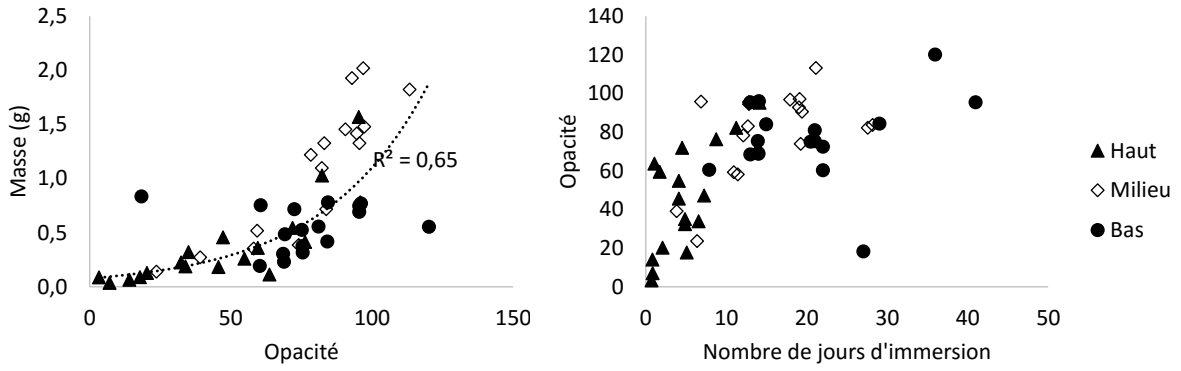


Figure 3-54: Relations [MS = f(Op)] et [OP = f(DI)] sur le point de mesure PLB_AV

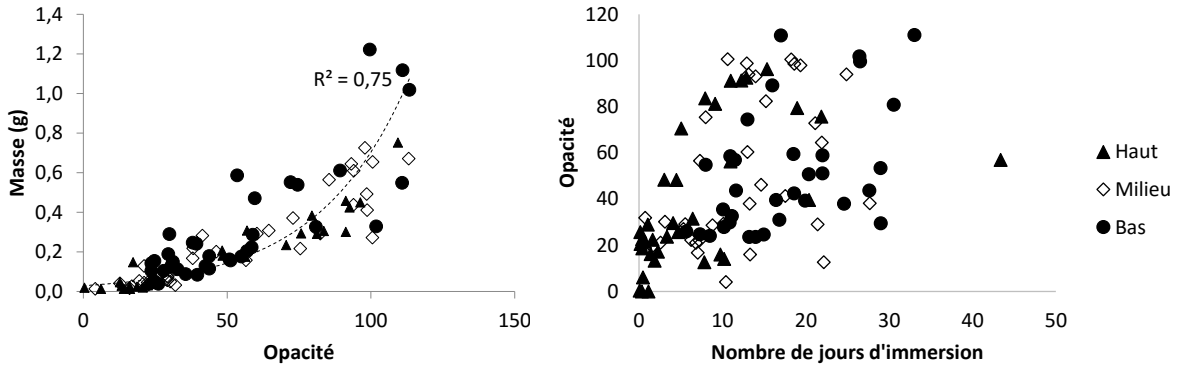


Figure 3-55: Relations [MS = f(Op)] et [OP = f(DI)] sur le point de mesure sur le point de mesure DA

3.3.6 **Teneurs en matières volatiles**

La Figure 3-56 représente les taux de matières volatiles sur les trois points de mesure.

Les résultats montrent que les biofilms sur le site de Place de la Bonde sont plus organiques et que ceux du site de Duchesse Anne contiennent plus des matières minérales. A nouveau, ces résultats montrent l'influence de la variabilité la vitesse d'écoulement. Sur le site de Place de la Bonde, les teneurs en matières organiques sont respectivement de 60 ± 10% en amont, 64 ± 18% en aval. Sur le site de Duchesse Anne, la teneur en matières organiques est seulement de 39 ± 13%. Simões *et al*. (2010) ont indiqué que les biofilms des eaux résiduaires contiennent environ 70 à 98% de substances polymériques extracellulaires ou EPS dont la production a lieu lors de la maturation du biofilm. Ces EPS sont généralement la plus grande fraction organique dans le biofilm, jusqu'à environ 90% de la teneur organique totale (Ashley *et al*, 2004) et ils constituent des éléments nutritifs essentiels pour la formation et la croissance des biofilms (Rocher *et al*,, 2003).

Les teneurs en matières organiques sur les trois points de mesure (PLB_AM, PLB_AV et DA) sont comparables à ceux trouvés par Crabtree, (1989) : 61% en moyenne ; par Gutekunst (1988) [cité par Ahyerre (1999)] : entre 30 % et 60 % et par Ahyerre (1999) : 64% en moyenne.

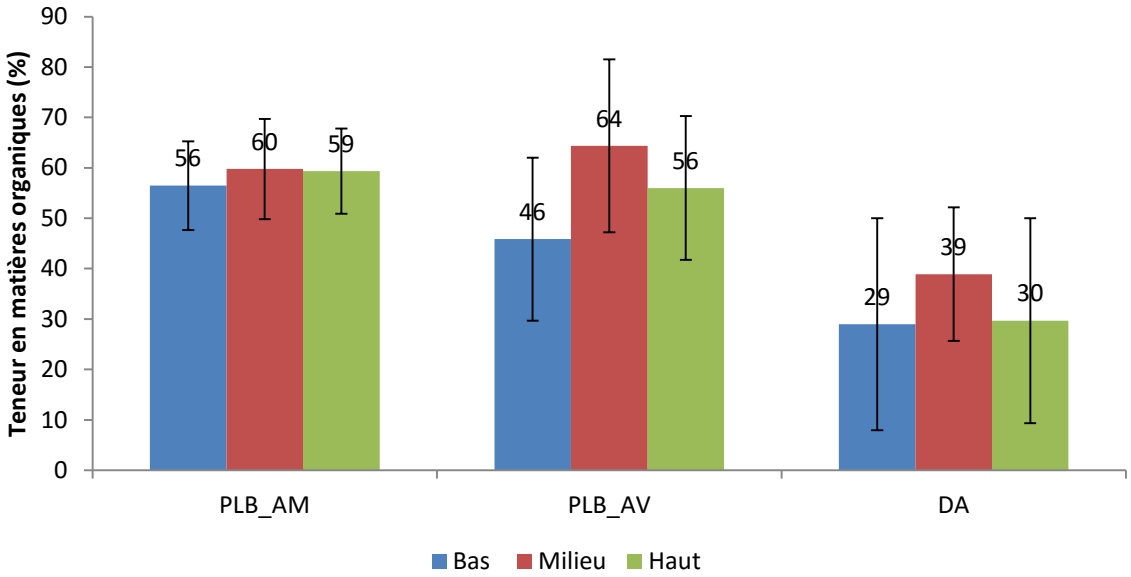


Figure 3-56: Taux de matières organiques sur les trois points de mesure PLB_AM, PLB_AV, DA

3.3.7 Divers composants chimiques

3.3.7.1 Analyse qualitative par MEB-EDS-X

Les résultats d'analyses de divers composants chimiques sur les cendres des biofilms par MEB-EDS-X sont représentés dans les Figure 3-58, Figure 3-59, Figure 3-60. La teneur de chaque composant chimique est représentée par le pourcentage avec son écart-type. Les analyses MEB-EDS-X ont révélé la présence des éléments suivants: oxygène (O), sodium (Na), magnésium (Mg), aluminium (Al), silicium (Si), phosphore (P), soufre (S), chlore (Cl), potassium (K), calcium (Ca), fer (Fe) et baryum (Ba). La Figure 3-57 représente un exemple de spectre qualitatif montrant des éléments présents dans un échantillon de biofilm. Si, O, Ca, Fe, Al, sont détectés et dans une moindre mesure Na, Mg, Ba, Cl, S.

Ashley *et al*. (2004) ont indiqué qu'il y a un échange de composants chimiques entre la colonne d'eau, le biofilm et le sédiment au sein des réseaux d'assainissement. Les composants dans les biofilms peuvent donc provenir : des produits alimentaires, de la corrosion des matériaux des réseaux de distribution d'eau et d'assainissement, des eaux pluviales dans le cas de réseau unitaire, des activités de service (santé, cosmétique, automobile …) et éventuellement de rejets industriels. Les mêmes composants chimiques ont été trouvés dans le biofilm dans les réseaux d'assainissement de Nancy (Houhou *et al*. 2009) et dans les sédiments en réseaux (Valeyre *et al*. 2013).

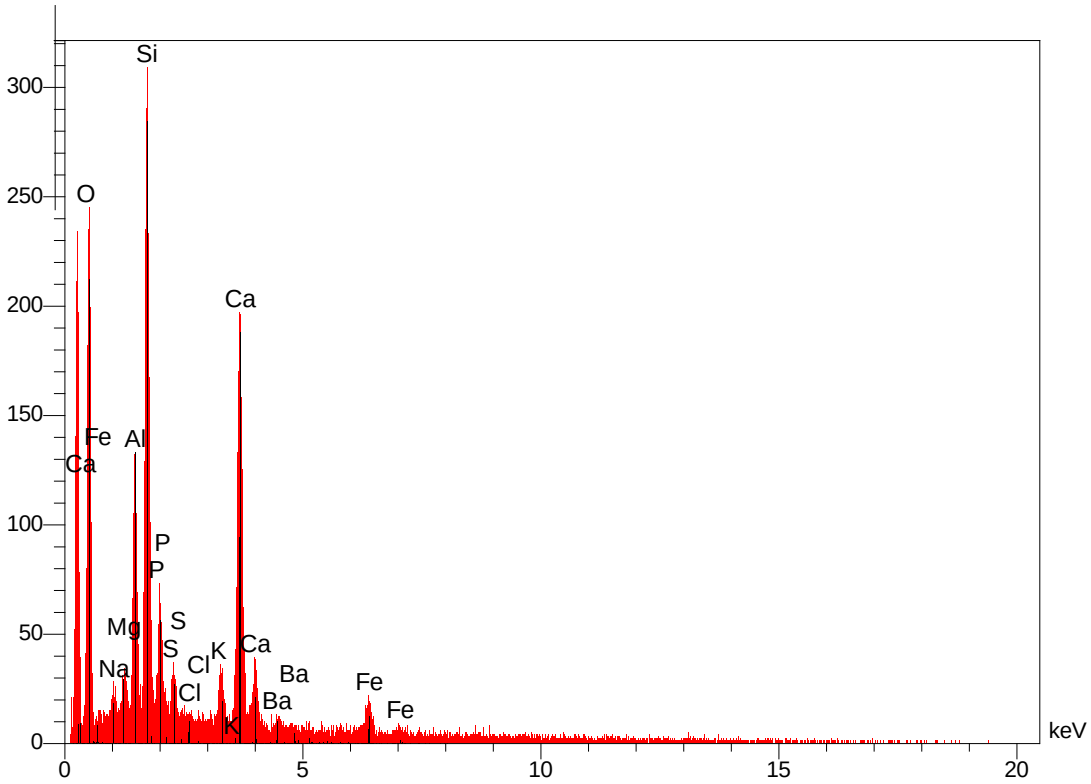


Figure 3-57: Spectre qualitatif des éléments chimiques présents d'un échantillon de biofilm

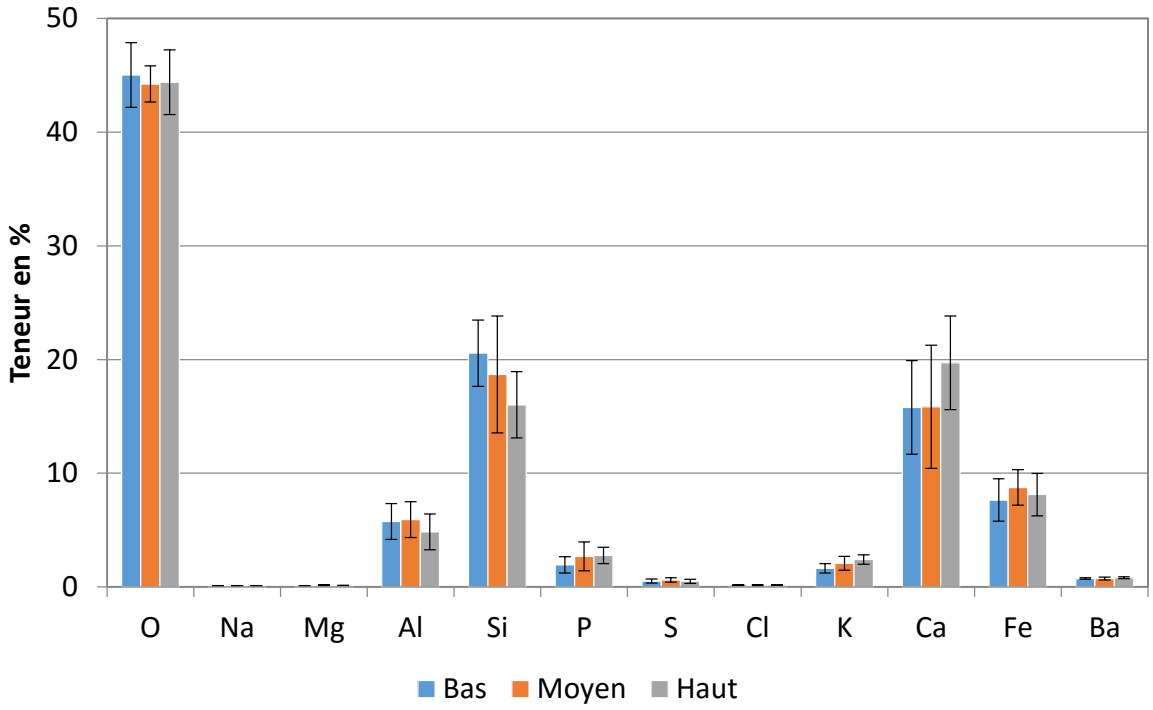


Figure 3-58: Résultats d'analyses par MEB-EDX du biofilm sur le site de PLB_AM

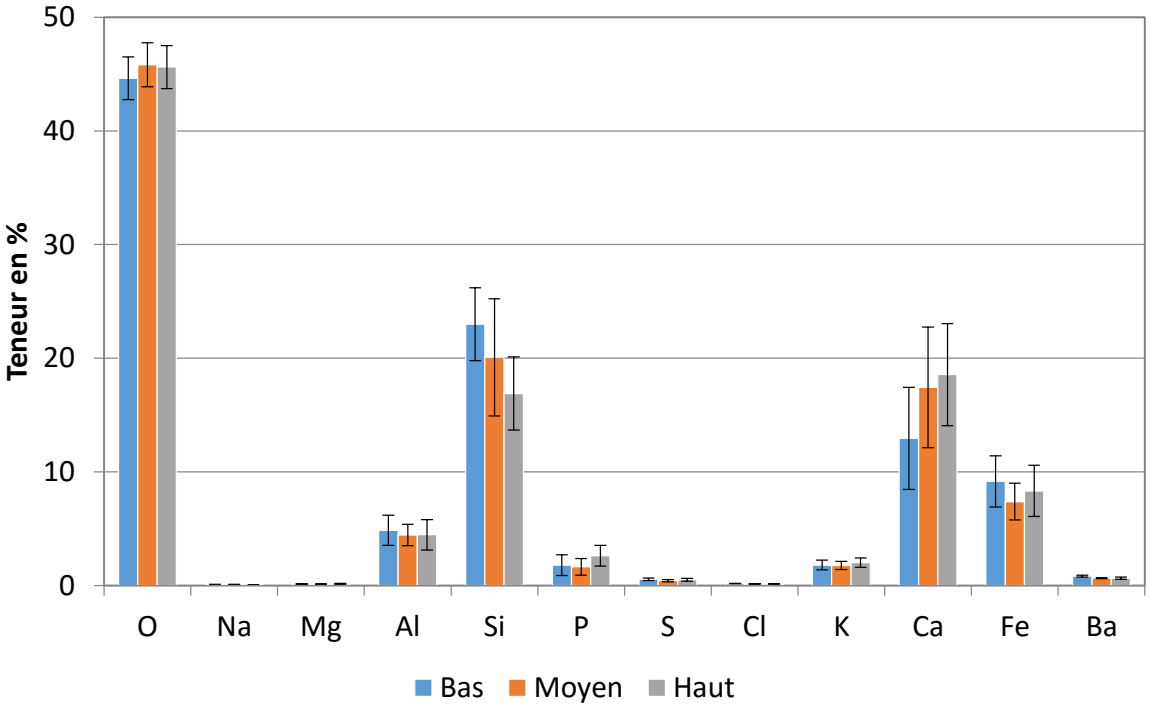


Figure 3-59: Résultats d'analyses par MEB-EDX du biofilm sur le site de PLB_AV

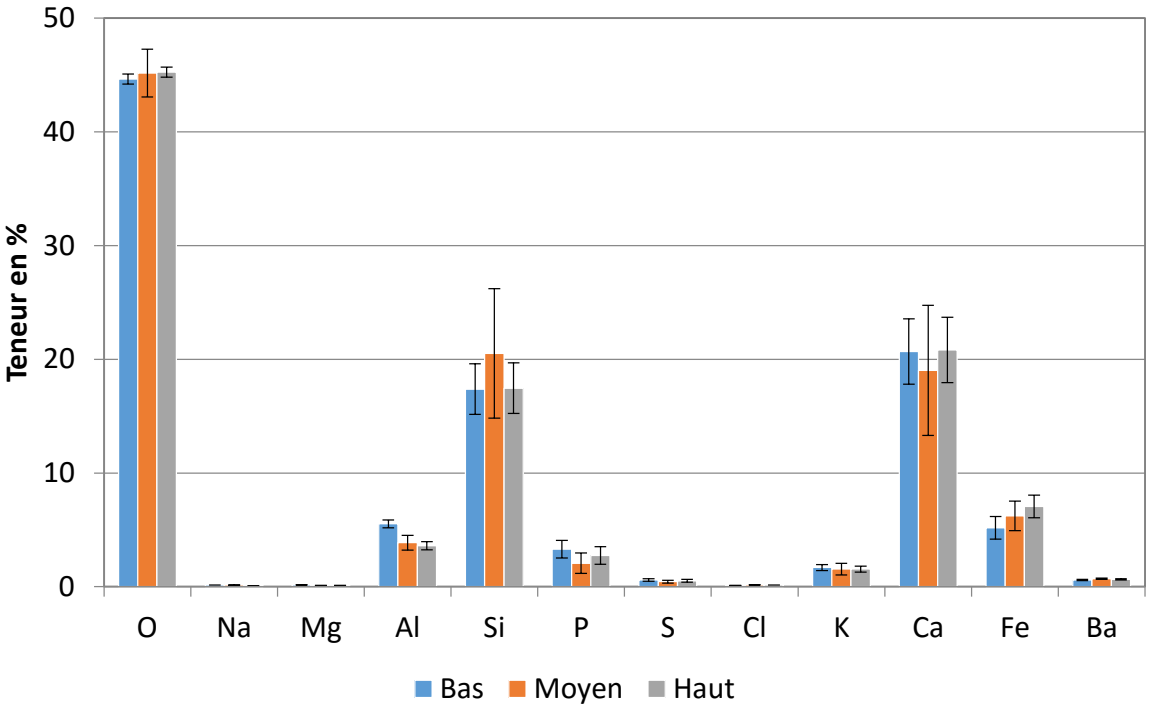


Figure 3-60: Résultats d'analyses par MEB-EDX du biofilm sur le site de DA

3.3.7.2 **Analyse quantitative par ICP-OES**

Quelques échantillons de cendres de biofilms ont été analysés après minéralisation par ICP-OES afin de quantifier certains composants métalliques identifiés par MEB-EDX. Les métaux analysés sont : Ca, Fe, Mg, K, Al et Si. Les Figure -3-61 et Figure 3-62 montrent les résultats de ces analyses sur les trois positions bas, milieu et haut. Le Tableau 3-23 représente les

valeurs moyennes des trois positions ainsi que le pourcentage des composants métalliques sur l'ensemble des analyses effectuées. Ces résultats montrent que parmi les composants analysés, l'aluminium, le fer et le calcium sont les principaux composants contenus dans le biofilm tant pour le PLB_AM que pour le PLB_AV. Si on ne tient compte que ces six composants analysés, les concentrations en pourcentage sont respectivement de 34% pour l'Al, 30% pour le Fe et 28% pour le Ca. Ensuite, on rencontre des faibles teneurs en Mg (7%), K (1%) et Si (1%) dans le biofilm.

Les concentrations massiques des composants métalliques sont plus grandes en amont qu'en aval. A titre d'exemple, les concentrations massique en Al, Fe, Ca, Mg, K et Si en 10^{-3} g/g biofilm sec sont respectivement de 4,35; 3,83 ; 3,60 ; 0,87 ; 0,14 et 0,12 pour l'amont. En aval, ces concentrations en 10^{-3} g/g biofilm sec sont respectivement de 3,74 ; 3,43 ; 3,23 ; 0,79 ; 0,12 et 0,11 ; soit une différence relative moyenne de 10%.

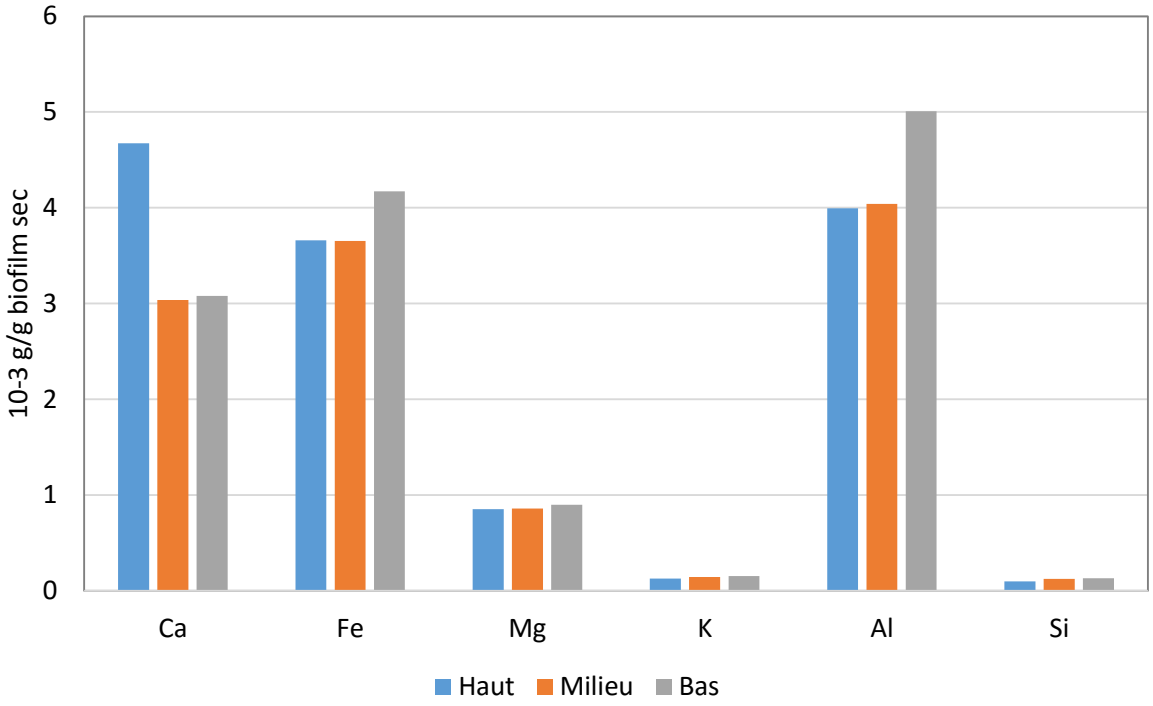


Figure -3-61: Résultats d'analyses de quelques métaux par ICP-OES du biofilm du site de PLB_AM

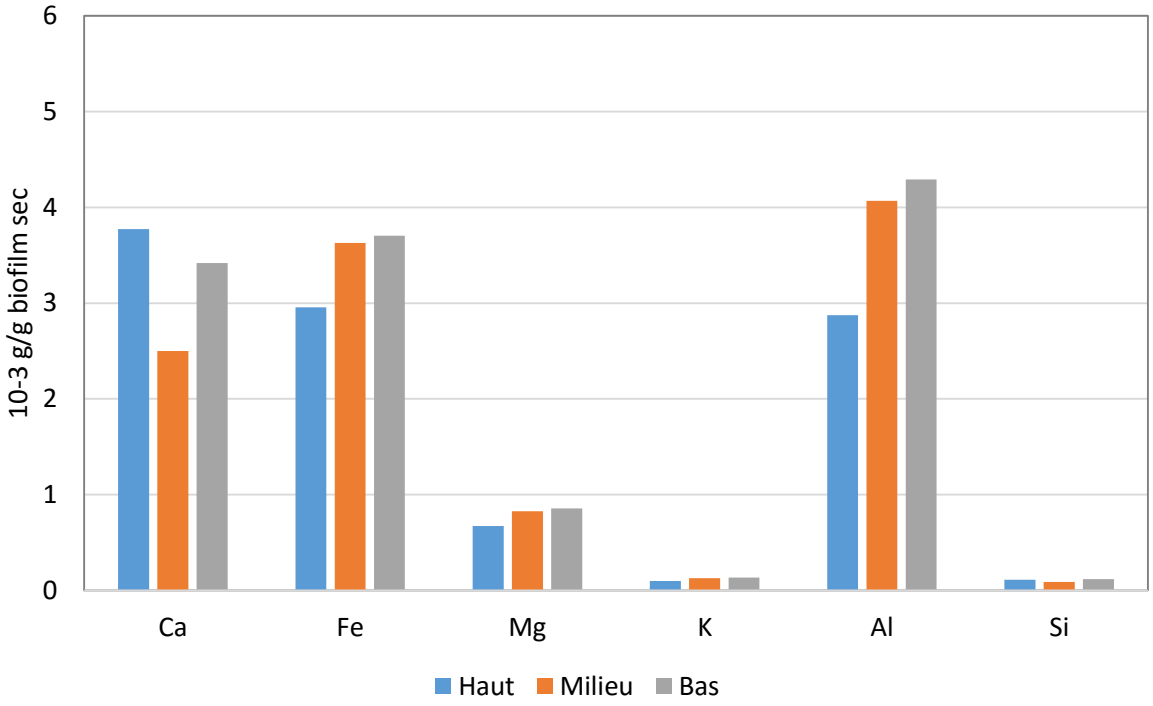


Figure 3-62: Résultats d'analyses de quelques métaux par ICP-OES du biofilm du site de PLB_AV

Tableau 3-23: Moyennes des concentrations massiques de quelques composés métalliques

	Unité : 10^{-3} g/g biofilm sec					
	Ca	Fe	Mg	K	Al	Si
Amont	3,60	3,83	0,87	0,14	4,35	0,12
Pourcentage	28%	30%	7%	1%	34%	1%
Aval	3,23	3,43	0,79	0,12	3,74	0,11
Pourcentage	28%	30%	7%	1%	33%	1%

Les conclusions importantes qui peuvent être tirées de l'étude de la croissance du biofilm sur les trois points de mesures (PLB_AM, PLB_AV et DA) sont les suivantes :

- Il existe une relation linéaire entre l'obscurcissement des coupons en béton et l'opacité des coupons en verre. Cela met en évidence l'intérêt de la méthode utilisée sachant que l'obscurcissement est le seul paramètre utilisé pour caractériser les coupons en béton (représentatif du collecteur d'assainissement).
- On a noté l'influence de la vitesse d'écoulement sur la biomasse fixée sur les coupons et la teneur en matières organiques. Les coupons sur le point de mesure PLB_AV (où la vitesse est comprise entre 0,30 et 0,35 m/s) ont les plus grandes valeurs en masse sèche de biofilm et en teneur en matières organiques, ensuite le point de mesure PLB_AM (où la gamme de vitesse est la plus faible : 0,10 à 0,20 m/s) et finalement le site de DA où la gamme de vitesse est la plus grande : 0,50 à 60 m/s).
    - Les vitesses d'écoulement plus élevées (PLB_AV pour le cas d'étude) amplifient le phénomène d'adhésion.
    - Les vitesses très élevées (site de DA pour le cas d'étude) augmentent les forces de cisaillement agissant sur le biofilm et induisent le détachement du dépôt

- Les relations entre la masse sèche et l'opacité [MS = f(Op)] sur les trois points de mesure suivent une évolution exponentielle. Cette évolution est marquée au début par une évolution rapide de l'opacité par rapport à la masse sèche suivie d'une tendance constante de l'évolution de l'opacité mais une augmentation continuelle de la masse sèche. Cette évolution montre la limite de la méthode utilisant l'opacité comme paramètre caractéristique de la croissance du biofilm.
- Les relations entre l'opacité et la durée d'immersion [OP = f(DI)] ont également montré l'influence de la variabilité de l'écoulement sur la croissance du biofilm en réseaux d'assainissement :
    - Pour de vitesses faibles (cas de PLB_AM) et moyennement élevées (cas de PLB_AV), la relation [OP = f(DI)] suit une évolution logarithmique. Cette variation est caractérisée par une augmentation rapide de l'opacité (entre 15 et 20 jours), puis une tendance constante de cette dernière quand tout le coupon est recouvert.
    - Pour de vitesses très élevées (cas du site de DA), aucune tendance claire n'est observée pour la relation [OP = f(DI)]. Cependant, on note une forte concentration de points pour les durées d'immersion inférieures à 10 jours et ces points correspondent à des coupons qui ont des faibles valeurs d'opacités (30 à 50). Cela montre le détachement massif et précoce du biofilm à cause des fortes valeurs de vitesses.
- Les analyses par MEB-EDS-X ont révélées la présence des composants suivants dans les biofilms : oxygène (O), sodium (Na), magnésium (Mg), aluminium (Al), silicium (Si), phosphore (P), soufre (S), chlore (Cl), potassium (K), calcium (Ca), fer (Fe) et baryum (Ba).
- L'analyse quantitative par ICP-OES de quelques composés métalliques (Ca, Fe, Mg, K, Al, Si) a montré que les biofilms contiennent majoritairement de Al, Fe et Ca avec des concentrations d'environ (de l'ordre de 3 à 4 $.10^{-3}$ g/g biofilm sec), une faible concentration en Mg (de l'ordre de $0{,}8.10^{-3}$ g/g biofilm sec) et de très faibles concentrations en K et en Si (de l'ordre de $0{,}1.\ 10^{-3}$ g/g biofilm sec).

-

Chapitre 4 :
Synthèse des résultats et retour sur la méthodologie

4. Chapitre 4 : Synthèse des résultats et retour sur la méthodologie

Ce chapitre présente la synthèse des différent(e)s expérimentations menées et résultats obtenus dans cette étude. Dans chaque partie d'étude, les principaux résultats sont synthétisés. Ensuite, les avantages et inconvénients de la méthode et/ou du dispositif et/ou la technique d'analyse utilisée lors de l'étude sont soulignés.

4.1 Validation des données en continu

La validation des données brutes constitue une étape indispensable pour une bonne exploitation et la valorisation ultérieure des résultats. Elle a pour but de réduire autant que possible le taux de données non valides. Dans cette thèse, une attention particulière a été portée sur la validation des données. Les tests et les critères utilisés dans les procédures de validation de données en continu ont été relativement simples mais nécessitent une automatisation performante car on a souvent des problèmes avec l'utilisation des outils simples (comme EXCEL) quand le nombre de données devient très important. Ces procédures de validation ont été améliorées par l'utilisation du logiciel « WISKI » qui permet d'effectuer rapidement la validation et le traitement de grande quantités de données. Les tests et les critères ont permis de repérer la plupart des défauts et des valeurs douteuses avec un faible taux de fausses alarmes. Le traitement et la validation des données de turbidité ont été traités en détail. On a pu montrer que les bruits qui affectent les signaux de turbidité sont en majeure partie dus au macro-encrassement des cellules optiques. Les bruits ont été caractérisés et identifiés. Une méthodologie pour concevoir et valider une procédure de filtrage adaptée pour le cas du site Place de la Bonde a été étudiée. Un filtre permettant de transformer le signal bruité en un signal « utile » a été élaboré. L'utilisation de ce filtre a permis de supprimer les bruits et les artefacts tout en préservant la dynamique du signal de turbidité « vraie ».

4.2 Débitmétrie

4.2.1 Site de Place de la Bonde

Sur ce site on s'est intéressé à la fois à l'étude de la représentativité temporelle et spatiale des débits.

4.2.1.1 Représentativité temporelle

La hauteur et la vitesse ont été mesurées en continu sur les trois points de mesure (amont, branche et aval) à l'aide des débitmètres de type ISCO 2150. La combinaison de l'analyse graphique à l'aide des boîtes à moustaches et la comparaison des moyennes par le test t de Student a permis d'étudier l'évolution événementielle et saisonnière des hauteurs et de vitesses sur les trois points de mesure. Les gammes de hauteurs et de vitesses selon les évènements et les saisons ont été déterminées. Les hauteurs et les vitesses varient selon les évènements et les saisons sur les trois points de mesures amont, branche et aval. Ces données ont permis de calculer les débits en continu sur les trois points de mesure. Les relations hauteur-vitesses par temps sec sur les trois points de mesure ont été étudiées en combinant l'analyse de corrélation et l'exploration visuelle de données. Cette étude a permis de montrer que l'évolution des hauteurs d'eau sur les trois points de mesure amont, branche et aval présente une bonne reproductibilité du cycle quotidien par temps sec. On a pu également montrer l'absence de la reproductibilité de l'évolution des vitesses sur les trois points de mesure : pour une même hauteur, la vitesse dépend de la phase de crue et de décrue au cours

de l'évolution journalière. Ces résultats ont mis en avant que seule la mesure simultanée de la hauteur et de la vitesse de l'écoulement permet d'atteindre une meilleure précision de débits pour ce site.

La variabilité temporelle des débits par temps sec sur les trois points de mesure a été étudiée. L'étude a montré que ces débits sont variables à l'échelle journalière, hebdomadaire et saisonnière. A l'échelle journalière : les débits suivent le rythme quotidien des activités humaines, caractérisé par la présence d'un pic de forte activité le matin (vers 7h00), un pic secondaire vers midi, correspondant au déjeuner et un dernier pic en début de soirée (vers 19h00). A l'échelle hebdomadaire : les débits pendant les deux jours de fin de semaine différent de ceux de jours ouvrables. Les débits d'eau matinaux sont moins importants les deux jours de fin de semaine et sont décalés d'environ 1h 30 en retard par rapport à ceux des jours ouvrables. A l'échelle saisonnière, les débits par temps sec sont variables d'une saison à une autre. Les débits minimaux sont observés pendant les périodes estivales et les débits maximaux pendant les printemps. Les débits instantanés et journaliers ont été déterminés avec leurs incertitudes. Les valeurs moyennes de débits instantanés par temps sec pendant les jours ouvrables sont : 0,047 ± 0,005 m^3/s en amont ; 0,017 ± 0,004 m^3/s sur la branche et 0,054 ± 0,013 m^3/s en aval. Les valeurs moyennes de débits journaliers par temps sec pendant les jours ouvrables sont : 4100 ± 370 m^3/j en amont (apport 73%); 1500 ± 100 m^3/j sur la branche (apport 27%), 4670 ± 1030 m^3/j en aval et 5500 ± 440 m^3/j pour la somme amont + branche, soit une différence relative de 22% par rapport au débit aval. On a montré que cette différence est expliquée par les incertitudes de mesures sur les débits : 25% pour l'amont, 20% pour la branche et 15% pour l'aval. Les résultats ont montré que la grande majorité de l'incertitude calculée provient de la mesure de vitesse avec une contribution de 90%. Cela met toujours en évidence l'intérêt d'étudier la représentativité de mesures de vitesse. On a pu également mettre en relation les débits et l'activité humaine sur le bassin versant étudié (Barbusse). On a pu ressortir que la consommation journalière moyenne par habitant sur le bassin versant est de l'ordre de 200 l.

L'utilisation des capteurs ISCO 2150 pour le suivi en continu des hauteurs et vitesses sur ce site a été très satisfaisante. On a pu éviter les problèmes d'encrassement des sondes sur les points de mesures amont et aval en installant les capteurs sur la paroi. L'installation a été très simple et rapide. En fixant le pas de temps à 5 mn, la batterie du capteur peut tenir jusqu'à environ six mois. Par ailleurs, la baisse de tension et/ou la défaillance de batterie est très facilement détectable : cela se traduit par un signal continu et constant de vitesse mais n'affecte pas les données de hauteur. Ceci constitue un grand avantage de ce type de capteur. La limite de ce capteur est qu'il n'échantillonne qu'une partie de l'écoulement (volume échantillonné). Cela peut donner une mauvaise estimation de la vitesse moyenne recherchée. Il est donc toujours indispensable de vérifier les informations données par ces capteurs par d'autres méthodes.

4.2.1.2 **Représentativité spatiale**

Cette étude aurait dû être conduite en utilisant les dispositifs Hydre qui ont été finalement abandonnés suite à plusieurs soucis techniques. On a donc utilisé un échantillonneur vertical

portable équipé de deux courantomètres PVM-PD de marque NIVUS, fixés sur un support vertical et distants de 10 cm. L'objectif de l'étude a été de déterminer la vitesse moyenne dans toute la section par la méthode de jaugeage par exploration de champs de vitesse, dans le but de vérifier la vitesse moyenne fournie par le capteur ISCO 2150. Plusieurs conclusions ont été tirées de cette étude. On a montré la présence de la vitesse maximale au centre de l'écoulement en dessous de la surface libre (*dip phenomenon*) pour la plupart des cas. Les forts gradients de vitesses au fond, qui sont toujours marqués par des vitesses nulles près du fond, ont montré la présence permanente de la couche dense ou à défaut du dépôt sédimentaire sur le point de mesure amont. Cette observation a été confirmée en combinant l'analyse des résultats de la répartition des vitesses et des concentrations. Le même phénomène a été également observé par Hemmerle et al. (2014) sur le site d'Allée d'Erdre. L'effet des frottements pariétaux sur les champs de vitesse conduisant à une forme particulière des profils de vitesse proches de la paroi verticale de la banquette a été noté pour l'amont et l'aval. Ce phénomène est similaire à celui observé sur le site de Jardin des Plantes (Larrarte et Cottineau, 2008) pour des faibles taux de remplissage (28 à 32%). Pour certains cas, on a observé l'influence de l'apport de la branche secondaire (branche) sur le champ de vitesse amont qui se traduit par le décalage de la vitesse maximale vers la paroi verticale de la banquette. Les incertitudes sur les débits jaugés pour les deux points de mesures amont et aval ont été déterminées (17%). Le calcul a montré que la grande majorité de l'incertitude calculée provient du nombre limité de verticales, avec très forte contribution de 81% dans l'incertitude totale.

La vérification des données issues des capteurs de mesure en continu ISCO avec celles mesurées par les données obtenues par le jaugeage par extrapolation du champ de vitesse utilisant des courantomètres NIVUS montre que les capteurs ISCO surévaluent la vitesse moyenne. Une surestimation relative moyenne de 18% a été notée pour l'amont et 6% pour l'aval. On a montré que ces erreurs sont liées à la position des capteurs ISCO dans les collecteurs. Il aurait été intéressant de pouvoir effectuer des mesures à des forts taux de remplissage, notamment par temps de pluie afin de mieux étudier l'influence de la variation de ces taux de remplissages sur les champs de vitesse. Cela qui n'a pas pu être effectué car l'utilisation du dispositif nécessite la présence d'un agent dans le réseau, et est donc limitée au temps sec. Le taux de remplissage a été compris seulement entre 14 et 29% pendant les échantillonnages. Il n'a pas été donc possible d'extrapoler les erreurs relatives trouvées entre les vitesses ISCO et NIVUS sur tous les jeux de données.

4.2.2 **Site de la STEP de Maxéville**

La hauteur a été suivie en continu sur site avec un capteur ultrasonore aérien de type Mobrey MSP900. L'utilisation de deux mois de données de suivi conjointe de hauteur et de vitesse pour le calcul de débit a permis de vérifier l'existence d'une unicité Q = f(h) par la formule de Manning-Strickler. Cette relation est seulement valide pour les données de temps sec. On a pu ainsi déterminer les débits instantanés et journaliers à l'entrée de la STEP de Maxéville. Les gammes de débit instantané par temps sec sont de 0,25 à 0,32 m^3/s avec une moyenne de 0,30 ± 0,01 m^3/s pendant les jours ouvrables, et de 0,24 à 0,31 ± 0,01 m^3/s avec une moyenne de 0,29 m^3/s pendant les weekends. Les gammes de débit journalier par temps sec sont de

105600 à 140400 m^3/j avec une moyenne de 127500 ± 5100 m^3/j pendant les jours de la semaine, et de 107500 à 132350 m^3/j avec une moyenne de 124150 ± 3300 m^3/ pendant les weekends. On a également montré pour ce site que la variabilité temporelle du débit est liée à l'activité humaine (variations journalière, hebdomadaire, saisonnière) sur le bassin versant mais aussi à la météorologie.

4.3 Mesures des flux polluants

4.3.1 Représentativité temporelle des paramètres polluants

Les mêmes types et modèles d'appareil fourni par la société Hach-Lange ont été utilisés sur le site de Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville pour suivre en continu la variabilité temporelle des paramètres polluants : Solitax sc pour la mesure de la turbidité, 3700sc pour la conductivité et pHD-SC pour le pH. Ces capteurs mesurent également la température. Les modes d'installation des capteurs n'étaient pas les mêmes pour les deux sites. Sur le site de Place de la Bonde, les capteurs ont été fixés au centre de l'écoulement à l'intérieur d'une manche en toile semi-rigide. Sur le site de la STEP de Maxéville, les capteurs de pH, conductivité ainsi qu'un turbidimètre étaient flottants : ils ont été fixés sur un système mobile mais rigide qui permet de tenir les sondes à une direction perpendiculaire à l'écoulement et à une hauteur constante (10 cm) par rapport à la surface quelle que soit la hauteur d'eau.

Pour l'étude de la représentativité temporelle de ces paramètres, on a montré que sur les trois points de mesure du site de la Place de la Bonde, la température, le pH, la conductivité et la turbidité et la hauteur présentent un cycle quotidien de temps sec bien marqué reproduisant l'activité humaine. En revanche, sur le site de la STEP de Maxéville, seule la turbidité qui présente un cycle quotidien par temps sec reproduisant l'activité humaine. On a cependant noté les perturbations de tous les paramètres consécutives aux évènements pluvieux. L'arrivée de la pluie conduit à une diminution de la température de l'eau dans le réseau. L'augmentation de la hauteur qui se remarque au moment d'évènements pluvieux s'accompagne de chutes importantes de la conductivité et de la turbidité et une baisse de pH. Les gammes de température sur les deux sites sont comprises dans la gamme où le développement des activités biologiques dans les réseaux est favorable (0 à 25°C). Les gammes de turbidité par temps sec sont respectivement de : 45 à 240 FNU pour l'amont, 15 à 54 FNU pour la branche, 49 à 310 FNU pour l'aval et 38 à 126 pour le site de la STEP de Maxéville. Les gammes de conductivité par temps sec sont respectivement de : 836 à 1153 µS/cm pour l'amont, 194 à 452 µS/cm pour la branche, 810 à 1210 µS/cm pour l'aval et 1030 à 1237 pour le site de la STEP de Maxéville. Toutes ces gammes de valeurs sont comparables à celles trouvées dans la littérature.

Tout au long de l'étude, on a montré l'inconvénient majeur du système d'installation des capteurs sur le site de Place de la Bonde. Il a été souvent observé pendant les interventions sur le site que la manche en toile semi-rigide peut fixer beaucoup de flottants conduisant à l'encrassement des sondes. Un autre problème est le fait que cette manche se soit trouvée déplacée par l'écoulement. Nous l'avons trouvé une fois au-dessus de la banquette mais plus au centre de l'écoulement. Il est fort probable que cela ait pu se reproduire d'autres fois, sans

que personne ne s'en aperçoive. Ceci a un impact sur la qualité des données enregistrées. Le fait que les capteurs se trouvent à une position fixe tout au long de l'étude présente également des inconvénients. A titre d'exemple, pour certaines périodes de forte décrue, les capteurs peuvent se trouver hors d'eau.

En revanche, le montage « flottant » (cas de la STEP de Maxéville) présentait moins d'inconvénients. Cependant, il faudrait détecter la zone de passage des flottants afin d'éviter l'encrassement de la sonde.

L'étude comparative sur le montage des capteurs sur le site de la STEP de Maxéville a montré que les deux montages « fixe » (en paroi) et « flottant » ont été tous les deux efficaces et ne présentaient pas d'inconvénients majeurs. Il faut cependant souligner que le site à l'entrée de la STEP est tout à fait différent du site de Place de la Bonde : la géométrie y est rectangulaire avec une grande largeur de 3,10 m ; par ailleurs l'eau y est moins chargée (absence de couche dense) que celle du site de Place de la Bonde. On peut donc conclure que l'efficacité du type de montage choisi dépend également du site de mesure.

4.3.2 **Etude de la variabilité journalière des polluants.**

Cette étude a été menée pour le site de Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville. Les prélèvements par temps sur 24h ont été effectués à l'aide d'un échantillonneur-préleveur portable de type ISCO 3700. Divers paramètres polluants ont été mesurés : MES, DCO, COD, CO_3^{2-}, Ca^{+2}, K^+, Mg^{2+}, Na^+, Cl^-, SO_4^{2-}, PO_4^-, NGL, NO_3^-, NH_4^+.

En premier lieu, on s'est intéressé à l'estimation de l'apport des ions à la conductivité totale pour le site de Place de la Bonde. Le calcul des conductivités par la loi de Kohlrausch a montré que les valeurs calculées correspondent bien aux valeurs mesurées. Un coefficient de corrélation de 0,89 a été trouvé entre les conductivités calculées et mesurées. Les ions qui contribuent majoritairement à la conductivité totale de l'eau usée sur le point de mesure aval du site de Place de la Bonde sont les carbonates (27,1 %), le calcium (16,2%), le sodium (14,2%), les chlorures (12,2%) et les sulfates (9,5%). On a également montré l'existence de bonnes relations linéaires entre les concentrations en NH_4^+ et Na^+ avec la conductivité pour le point de mesure aval du site de Place de la Bonde. Pour la relation NH_4^+ = f(conductivité), le coefficient de détermination r^2 est de 0,77 ; et pour la relation Na^+ = f(conductivité), r^2 = 0,73. L'existence de la relation NH_4^+ = f(conductivité) a été également observée par Paffoni (1994) et Seidl *et al*. (1998). La relation trouvée pour le site de la Place de la Bonde est également comparable à celle trouvée par Bersinger *et al*. (2015). Bersinger *et al*. (2015) ont trouvé un r^2 = 0,85 pour la relation entre la conductivité et l'azote total. De bonnes relations linéaires ont été notées entre les concentrations en MES et DCO avec la turbidité pour le point de mesure aval du site de Place de la Bonde et le site de la STEP de Maxéville. Pour le point de mesure aval du site de Place de la Bonde, r^2 = 0,88 pour la relation MES = f(T) et r^2 = 0,94 pour la relation DCO = f(T). Pour le site de la STEP de Maxéville, r^2 = 0,83 pour la relation MES = f(T) et r^2 = 0,79 pour la relation DCO = f(T).

4.3.3 **Représentativité spatiale des concentrations en MES**

Cette étude a été effectuée sur les deux points de mesure amont et aval du site de Place de la Bonde. Les échantillonnages auraient été aussi initialement effectués avec les dispositifs

Hydre. Mais suite à l'abandon des Hydre, on a utilisé un préleveur multipoint vertical portable.
Les résultats ont montré qu'en amont, on a rencontré des gradients verticaux de concentration pour la plupart des échantillonnages. Ces gradients paraissent indiquent la présence de la couche dense très concentrée en matière organique et en MES, similaire à celle observée par Carnicana et Larrarte., (2014) et Hemmerle, (2014). En aval, on peut rencontrer des gradients verticaux de concentration qui indiquent également la présence de la couche dense très organique et concentré en MES, mais les concentrations en MES sont inférieures par rapport à celles de l'amont (deux fois moins grandes). Dans certains cas où on a des gradients verticaux de concentration en aval, l'échantillon le plus concentré au fond est un mélange de couche dense (organique) et du dépôt sédimentaire (minéral). Aucun gradient transversal n'a été observé sur les deux points de mesure. La présence de ces gradients a un effet sur les profils de vitesses amont et aval.
Les études précédentes (Larrarte et Cottineau, 2005 et 2008) sur d'autres sites nantais ont montré l'absence de gradients verticaux de concentration même pour un site à sédimentation par intermittence (Jardin des Plantes). Des gradients transversaux de concentration ont été observés pour un site (Cordon Bleu) où les vitesses sont de l'ordre de 0,5 m/s. Ces résultats montrent qu'au-dessous d'un certain seuil de vitesse (< 0,35 m/s pour le site de Place de la Bonde), on peut observer des gradients verticaux de concentration.

Les principaux avantages du préleveur multipoint vertical sont qu'il est moins coûteux, léger et son montage est très simple et rapide. L'inconvénient majeur de ce dispositif réside sur le fait que son utilisation nécessite la présence d'un agent dans le réseau d'assainissement. Les échantillonnages ont été donc uniquement limités pour des temps sec.

4.3.4 **Caractérisation des solides en réseaux**

Les solides caractérisés ont été les particules en suspension dans la colonne d'eau et dans la couche dense prélevés à l'aide du préleveur multipoint vertical, et le dépôt sédimentaire au fond de l'écoulement qui a été prélevé à l'aide d'un carottier. Les résultats d'analyses montrent que les concentrations moyennes en MES dans la colonne d'eau en amont et en aval par temps sec sont respectivement de 300 ± 55 mg/l en amont et de 280 ± 60 mg/l en aval. Les concentrations moyennes en MES dans la couche dense en amont et en aval sont respectivement de 6060 ± 920 mg/l en amont et de 3100 ± 200 mg/l en aval, soit deux fois moins grandes que celles de l'amont. Les particules dans la colonne d'eau et celles dans la couche dense amont et aval ont les mêmes caractéristiques en termes de teneur en MO (entre 82 et 90%) et de granulométrie (D50 entre 91 et 97 µm). Pour les dépôts au fond, les masses volumiques sont respectivement de 1890 ± 175 kg/m^3 en amont et de 2530 ± 65 kg/m^3 en aval. On a montré que les dépôts au fond amont contiennent plus de matières organiques (MO = 24 ± 12 %) que ceux de l'aval (MO = 10 ± 4 %) et que les dépôts au fond aval sont plus grossiers (D50 = 400 ± 55 µm) que ceux de l'amont (D50 = 240 ± 50 µm). Les caractéristiques des particules en suspension dans la colonne d'eau et dans la couche dense et celles des dépôts au fond sur les deux points de mesure amont et aval du site de Place de la Bonde sont comparables à celles trouvées dans la littérature.

4.3.5 Analyse combinée de différents jeux de données

Les principaux objectifs de cette partie d'étude ont été surtout de mieux comprendre les phénomènes à l'origine de la saturation des données de turbidité et de justifier la présence de la couche dense ainsi que de mieux comprendre sa dynamique. Pour y parvenir, on a combiné l'analyse des résultats et des données issues de différentes mesures : données en continu de hauteur, de vitesse, de turbidité, de conductivité, de contrainte de cisaillement et de pluie, résultats sur la répartition des vitesses et de concentrations.

L'analyse a montré que le mode de variation de la turbidité en fonction de la conductivité et du taux de cisaillement peut être un indicateur de la dynamique de la couche dense dans les réseaux d'assainissement. Il a été également montré que l'augmentation progressive de la turbidité à partir de quelques jours de temps sec sur le point de mesure amont, conduisant même souvent à la saturation du signal, ne pouvait pas être due à la remise en suspension des particules sédimentées mais plutôt à l'accumulation de la couche dense. Les gammes de cisaillement moyen obtenu par la méthode globale sont respectivement de 0,022 à 0,065 N/m^2 en amont et de 0,270 à 0,810 N/m^2 en aval, soit à peu près la gamme de valeur amont multipliée par 12. L'analyse combinée nous ont également conduit à conclure que la remise en suspension des particules par temps sec sur le point de mesure amont n'est pas importante en raison des faibles vitesses d'écoulement et du taux de cisaillement. A partir de ces observations, nous avons supposé que par temps sec, la couche dense sur le point de mesure amont serait transportée en grande partie par charriage et que la couche organique sur le point de mesure aval par temps sec serait en grande partie érodée et transportée en suspension mais elle pourrait être également transportée par charriage. Cela est dû à l'apport du débit venant de la branche secondaire (branche), qui fait augmenter la vitesse de l'écoulement et donc du cisaillement et produit également un phénomène de dilution.

Toutefois, il faut noter que cette analyse n'est pas une étude stricte de la dynamique (formation/destruction) de la couche dense. Les valeurs de cisaillement, entre autres ne sont donénes qu'à titre indicatif et ne peuvent pas être comparées aux résultats obtenus par les méthodes autres que la méthode globale. Une étude spécifique sur les mécanismes de sédimentation et d'érosion par temps sec permettant de suivre en continu la hauteur de dépôt, s'avère nécessaire afin de déterminer les conditions critiques d'érosion ou de dépôt.

4.4 Suivi de la croissance du biofilm

L'objectif principal de cette partie a été d'étudier l'influence de la variabilité de la vitesse sur la croissance du biofilm. Trois points de mesure ont été étudiés : le point de mesure amont du site de Place de la Bonde (PLB_AM) avec une gamme de vitesse faible (0,10 à 0,20 m/s), le point de mesure aval du site de Place de la Bonde (PLB_AV) avec une gamme de vitesse moyenne (0,30 à 0,35 m/s) et le site de Duchesse Anne (DA) avec une gamme de vitesse élevée (0,50 à 0,60 m/s). Plusieurs paramètres ont été mesurés : la durée d'immersion, l'opacité des coupons en verre, l'obscurcissement des coupons en béton, la matière sèche, le taux de cendres, la teneur en matières organiques et l'analyse de divers composants chimiques (majoritairement métalliques).

L'analyse de la biomasse fixée sur les coupons et la teneur en matières organiques a montré l'effet de la variabilité de la vitesse de l'écoulement. Les coupons sur le point de mesure

PLB_AV ont les plus grandes valeurs en masse sèche de biofilm et en teneur en matières organiques, ensuite le point de mesure PLB_AM et finalement le site de DA. Ces résultats correspondent aux observations de la littérature (Lewandowski, 2000, Donlan 2002 ; Busscher et Van der Mei 2006; Ochoas *et al.* 2007, El Khatib *et al*. 2011) : les vitesses d'écoulement plus élevées (PLB_AV pour le cas d'étude) amplifient le phénomène d'adhésion, et les vitesses trop élevées (site de DA pour le cas d'étude) augmentent les forces de cisaillement agissant sur le biofilm et induisent le détachement du dépôt.

L'étude des relations entre l'opacité et la durée d'immersion [OP = f(DI)] ont également montré l'influence de la variabilité de l'écoulement sur la croissance du biofilm en réseaux d'assainissement. Pour de vitesses faibles (cas de PLB_AM) et moyennement élevées (cas de PLB_AV), la relation [OP = f(DI)] suit une évolution logarithmique. Cette évolution est marquée par une augmentation rapide de l'opacité (entre 15 et 20 jours), puis une tendance constante de cette dernière quand tout le coupon est recouvert. Pour de vitesses très élevées (cas du site de DA), aucune tendance claire n'a été observée pour la relation [OP = f(DI)]. Néanmoins, on a noté une forte concentration de points pour les durées d'immersion inférieures à 10 jours et ces points correspondent à des coupons qui ont des faibles valeurs d'opacités (30 à 50). Ces observations indiquent le détachement massif et précoce (en moins d'une dizaine de jours) du biofilm à cause de fortes valeurs de vitesses.

L'analyse des relations entre la masse sèche et l'opacité [MS = f(Op)] sur les trois points de mesure a montré que ces relations suivent une évolution exponentielle. Cette évolution est caractérisée au début par une évolution rapide de l'opacité par rapport à la masse sèche suivie d'une tendance constante de l'évolution de l'opacité mais une augmentation continuelle de la masse sèche. Cette observation constitue la limite de la méthode utilisant l'opacité comme paramètre caractéristique de la croissance du biofilm.

Les analyses par MEB-EDS-X ont révélé la présence des éléments suivants dans les biofilms : oxygène (O), sodium (Na), magnésium (Mg), aluminium (Al), silicium (Si), phosphore (P), soufre (S), chlore (Cl), potassium (K), calcium (Ca), fer (Fe) et baryum (Ba). Néanmoins, il faut souligner que les résultats fournis par MEB-EDS-X ne le sont qu'à titre qualitatif. L'analyse par MEB-EDS-X ne permet pas de quantifier les concentrations des composants chimiques détectées, d'où l'intérêt de l'analyse quantitative par ICP-OES. L'analyse quantitative par ICP-OES de quelques composés métalliques (Ca, Fe, Mg, K, Al, Si) a montré que les biofilms contiennent majoritairement de Al, Fe et Ca avec des concentrations d'environ (de l'ordre de 3 à 4 $.10^{-3}$ g/g biofilm sec), une faible concentration en Mg (de l'ordre de $0{,}8.10^{-3}$ g/g biofilm sec) et de très faibles concentrations en K et en Si (de l'ordre de $0{,}1.\ 10^{-3}$ g/g biofilm sec).

CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

Rappel du contexte et des objectifs

La bonne gestion des réseaux d'assainissement est un élément essentiel pour répondre à des objectifs aussi bien techniques qu'économiques de recouvrement du bon état écologique des milieux aquatiques. Elle nécessite de mieux connaître les charges polluantes déversées aux échelles événementielle et annuelle, d'améliorer le fonctionnement et la gestion des réseaux pour, à terme, minimiser les rejets non traités. Le projet MENTOR, dans lequel ce travail s'inscrit, a pour objectif de proposer une méthodologie permettant de qualifier les sites et les points de mesures pertinents pour une gestion efficace des eaux urbaines, de mettre en place une instrumentation intégrée au droit et au voisinage des déversoirs d'orage dans le but de surveiller en continu la quantité et la qualité des rejets aux milieux aquatiques. Les résultats de ce projet permettront d'améliorer le suivi de la qualité de l'environnement en déployant des systèmes de métrologie performants, de favoriser la mise en œuvre de réseaux d'instrumentations intégrés intégrant la chaîne complète de la mesure : capteurs, choix pertinent du site de mesure, acquisition et validation de données, évaluation des incertitudes et valorisation des données.

L'objectif principal de cette thèse était d'appréhender à la fois la question de la représentativité temporelle et spatiale de débits et de flux polluants en réseaux d'assainissement afin de répondre aux questions suivantes : **pourrait-t-on observer des gradients verticaux de concentrations et/ou de gradients transversaux au-dessous d'un certain seuil de vitesse en réseaux d'assainissement ?** En outre, le site principal d'étude (Place de la Bonde) présente une singularité afin d'étudier l'influence de celle-ci sur la répartition des vitesses et des concentrations en amont et en aval. Cette singularité étant une jonction, **l'apport de la branche latérale crée-t-elle un simple phénomène de dilution ou a-t-elle une influence plus complexe ?**

Au regard de multiples inconvénients dus à la présence du biofilm dans les réseaux d'assainissement (contribution à la toxicité des effluents, réduction de la section du collecteur, odeur désagréable, corrosion du collecteur …), une attention particulière a été apportée à l'étude de la croissance du biofilm dans les collecteurs d'assainissement dans cette thèse. On s'intéressait à répondre à la question : **quelle est l'influence de la variabilité de la vitesse d'écoulement sur la croissance du biofilm ?**

Pour répondre à ces questions, il était nécessaire d'améliorer les connaissances sur l'hydraulique des écoulements ainsi que sur les caractéristiques et la dynamique des polluants dans les réseaux d'assainissement. Pour y parvenir, il a fallu combiner différentes études : suivi en continu des débits et des paramètres de qualité des eaux usées, étude expérimentale des champs de vitesse et de concentrations en MES dans une section transversale du collecteur, caractérisation et étude de la variation journalière de divers paramètres polluants par un bilan sur 24h, caractérisation des solides en réseaux (particules en suspension, dépôt au fond) suivi et caractérisation du biofilm en réseau.

Bilan des études

L'étude bibliographique menée dans la première partie de la thèse a conduit en premier temps à décrire le fonctionnement global du réseau d'assainissement, les principales notions d'hydrauliques en surface libre. Des travaux effectués dans les collecteurs d'assainissement ont souligné l'effet des courants secondaires et de la présence de singularités sur la répartition des vitesses. Ces travaux ont montré la présence de la vitesse maximale en dessous de la surface libre (*dip phenomenon*) pour les canaux étroits, qui sont caractérisés par le rapport de la largeur par la hauteur (Ar) inférieur à 5. Il a été ensuite souligné l'origine et la nature des polluants rencontrés dans les eaux usées urbaines. Les différents paramètres caractéristiques des eaux usées et des sédiments (particules en suspension, dépôt au fond) ont été également présentés. Concernant le biofilm, la formation ainsi que l'influence des conditions hydrodynamiques sur le comportement du biofilm en réseaux d'assainissement ont été abordées. Les différents impacts de la présence du biofilm dans les canalisations ont été décrits. Ensuite, les différentes méthodes de mesurage des débits et des flux polluants en réseau d'assainissement ont été présentées. Les études sur la répartition de concentrations en MES, menées sur les sites nantais ont montré l'absence de gradients verticaux de concentration pour un site (Jardin des Plantes) où l'on observe la présence par intermittence du dépôt sédimentaire sur ce site. Il a été souligné la présence potentielle d'une couche dense très concentrée (supérieure à 5 g/l), essentiellement composée de matière organique pour un site de faible gamme de vitesses. Finalement, on a abordé les notions d'erreurs et d'incertitudes de mesures.

Au regard des principaux résultats présentés dans le chapitre 4, nous proposons les réponses suivantes aux questions précédentes :

Pourrait-t-on observer des gradients verticaux de concentrations et/ou de gradients transversaux au-dessous d'un certain seuil de vitesse en réseaux d'assainissement ?

Pour mémoire, les gammes de vitesses au niveau des deux points de mesure amont et aval du site de Place de la Bonde sont respectivement de 0,10 à 0,20 m/s et 0,30 à 0,35 m/s. Les résultats des échantillonnages spatiaux des concentrations en MES en amont ont montré la présence de gradients verticaux de concentrations pour la plupart des essais. Les analyses effectuées au laboratoire montre que l'échantillon du fond, responsable de ces gradients, correspond à une couche dense très concentrée en matière organique (teneur en MO = 84 ± 1 %) et en MES (concentrations en MES = 6060 ± 920 mg/l). On n'a pas cependant pu étudier en détail la dynamique de cette couche dense faute de suivi en continu de l'évolution du dépôt. Toutefois, certaines connaissances ont pu être acquises en combinant l'analyse de ces résultats avec d'autres jeux de données (hauteur, de vitesse, de turbidité, de conductivité, de contrainte de cisaillement et de pluie). A partir de cette analyse combinée, on a pu évoquer que l'augmentation progressive de la turbidité à partir de quelques jours de temps sec sur le point de mesure amont, conduisant même souvent à la saturation du signal, n'est pas due à la remise en suspension des particules sédimentées mais plutôt à l'accumulation de la couche dense. Par temps sec, la couche dense sur ce point de mesure serait transportée en grande partie par charriage en raison de la faible valeur de cisaillement (0,022 à 0,065 N/m^2). Au

niveau du point de mesure aval, quelques échantillonnages ont montré la présence des gradients verticaux de concentrations qui indiquent aussi la présence de la couche dense très organique (MO = 82 ± 6 %) et concentré en MES, mais les concentrations en MES sont inférieures par rapport à celles de l'amont (MES = 3100 ± 200 mg/l, soit deux fois moins grandes). Pour certains cas où l'on a des gradients verticaux de concentrations en aval, l'échantillon le plus concentré au fond est un mélange de couche dense (organique) et du dépôt sédimentaire (minéral). Aucun gradient transversal n'a été observé sur les deux points de mesure.

L'apport de la branche latérale crée-t-elle un simple phénomène de dilution ou a-t-elle une influence plus complexe ?

La plupart des études menées dans cette thèse ont indiqué les influences de l'apport de la branche latérale. Ces influences concernent l'hydraulique (variation de la vitesse et de la hauteur) amont et aval, la répartition spatiale et la dynamique des polluants particulaires amont et aval, et le développement du biofilm amont et aval. Concernant l'hydraulique, l'étude des relations hauteur-vitesse sur les trois points de mesure (amont, branche et aval) a permis de montrer que l'écoulement amont est influencé par les conditions aval, qui n'est autre que l'apport de débit venant de la branche latérale. Cet effet se traduit par une diminution de la vitesse amont dans la zone et notamment dans la partie en face de la paroi latérale de la banquette. Cela a été confirmé par l'étude des champs de vitesse qui a montré le décalage de la position de la vitesse maximale (*dip phenomenon*) vers la partie proche de la paroi latérale de la banquette. Il a été également montré que les évolutions de la vitesse amont et l'aval sont différentes en termes d'évolution et de gammes de valeurs et ces différences sont dues à cause de l'apport de la branche latérale. En amont, la vitesse varie (augmentation) en opposition avec les hauteurs entre 00h00 et 06h00 puis reste plus ou moins constante pendant toute la journée. En aval, la vitesse présente une même variation que la hauteur d'eau. En ce qui concerne la répartition spatiale des polluants particulaires et la dynamique des polluants, les effets de l'apport de la branche latérale ont été déjà évoqués dans les réponses à la première question. Ces influences sont : la différence des caractéristiques des particules en termes de concentrations en MES à cause du phénomène de dilution et la différence de la dynamique de la couche dense. L'influence de l'apport latérale sur le développement du biofilm fait partie des réponses aux questions suivantes.

Quelle est l'influence de la variabilité de la vitesse d'écoulement sur la croissance du biofilm ?

Trois points de mesures différents en termes de gammes de vitesse (PLB_AM : 0,10 à 0,20 m/s, PLB_AV : 0,30 à 0,35 m/s et DA : 0,50 à 0,60 m/s) ont été étudiés pour répondre à cette question. L'analyse des différents paramètres étudiés pour la caractérisation du biofilm a montré l'effet de la variabilité de la vitesse d'écoulement sur la croissance du biofilm en réseaux. Il a été montré que les vitesses d'écoulement plus élevées (PLB_AV dans le cas d'étude) amplifient le phénomène d'adhésion, et les vitesses trop élevées (site de DA dans le cas d'étude) augmentent les forces de cisaillement agissant sur le biofilm et induisent le détachement du dépôt. Ainsi, les coupons sur le point de mesure PLB_AV ont les plus grandes valeurs en masse sèche de biofilm et en teneur en matières organiques, ensuite le

point de mesure PLB_AM et finalement le site de DA. Les relations entre l'opacité et la durée d'immersion [OP = f(DI)] ont également montré le détachement massif et précoce (en moins de 10 jours) du biofilm quand la vitesse est très élevée (cas du site de DA). En revanche, pour des vitesses faibles (PLB_AM) et moyennement élevées (PLB_AM), les relations [OP = f(DI)] présentent une évolution logarithmique, caractérisée par une augmentation rapide de l'opacité (entre 15 et 20 jours), puis une tendance constante de cette dernière quand tout le coupon est recouvert.

Par rapport aux questions précédentes, on peut conclure que cette thèse a permis de valoriser plusieurs jeux de données qui devraient permettre de contribuer à l'amélioration des connaissances générales sur :

- les conditions d'acquisition de mesures représentatives de l'évolution temporelle de débits et de paramètres de qualité des eaux, les facteurs qui expliquent les évolutions de ces paramètres et en particulier la dynamique liée aux matières en suspension en réseaux d'assainissement.
- les champs de vitesse en section ovoïde et la propagation des incertitudes lors d'un calcul des débits,
- les hétérogénéités des champs de concentration en matières en suspension, les conditions favorables à la présence de gradients de concentration et les grandeurs caractéristiques permettant d'expliquer ces phénomènes.
- l'évolution au cours de la journée des caractéristiques de la pollution des eaux de temps sec en réseau d'assainissement, au moyen des campagnes d'échantillonnage sur 24h.
- l'influence de la variabilité des vitesses sur le développement du biofilm et les caractéristiques des biofilms en réseau d'assainissement.
- les caractéristiques des sédiments (particules en suspension et dépôt au fond) en réseau d'assainissement.

Perspectives

Les travaux menés dans cette étude montrent qu'en plus des difficultés liées à l'instrumentation des réseaux d'assainissement, divers problèmes ont été également rencontrés avec les dispositifs et les capteurs utilisés. On peut citer les dispositifs Hydre, qui ont été prévus pour étudier la représentativité des vitesses et des concentrations sur les points de mesure amont et aval du site de Place de la Bonde. Les divers problèmes rencontrés sont généralement liés à la vulnérabilité au choc des composants des dispositifs, notamment les capteurs de positionnement et les différents câblages. Cependant, les chocs sont inévitables pendant le transport et surtout pendant le montage dans les réseaux vu la lourdeur des matériels. Les améliorations suggérées pour ces dispositifs portent donc sur la protection des composants vulnérables au choc. On pourrait également envisager des techniques permettant la facilitation de l'installation du dispositif dans le réseau. De ce fait, on regrette de ne pas avoir effectué des échantillonnages de vitesses et de concentrations par temps de pluie. Ces derniers n'ont pu être effectués avec l'échantillonneur portable NIVUS et le préleveur multipoint vertical car ils impliquent la présence d'un agent dans le réseau. Or, il est indispensable que les mesures couvrent toute la gamme de débits et des taux de remplissage. En effet, c'est pendant les temps de pluie que les hauteurs et/ou des vitesses d'écoulement sont importantes et sont plus susceptibles d'entraîner des déversements.
Il serait intéressant de mener de nouvelles expériences sur d'autres présentant de divers types singularités avec diverses caractéristiques. Il conviendrait ensuite de confronter les résultats expérimentaux avec les modélisations numériques afin de vérifier s'il est possible de généraliser certains phénomènes.

L'aspect de la dynamique des dépôts, notamment celle de la couche dense n'a pas été approfondie dans le cadre de cette thèse. Afin de mieux appréhender la dynamique de la couche dense et/ou du dépôt sédimentaire, un suivi en continu de la hauteur de dépôt s'avère nécessaire afin de déterminer les conditions critiques d'érosion ou de dépôt. Cela nécessite l'utilisation d'un matériel comme le tomographe de conductance qui avait été utilisé à titre exploratoire dans cette thèse. Il peut être couplé avec un matériel tel que l'UB-flow permettant d'avoir une meilleure résolution des profils de turbidité.

La critique des méthodes utilisées dans cette thèse dans le chapitre 4 a permis de dégager les avantages et les inconvénients de chacune des méthodes. Certaines améliorations ont été également été suggérées. Cette étude propose des mises de garde vis-à-vis de l'utilisation de certaines méthodes ou dispositifs ou au contraire une aide au choix de la (les) méthode(s) et/ou dispositif(s) adapté(e)(s) dans le cadre de futures études concernant le mesurage des paramètres hydrauliques et/ou polluants en réseaux d'assainissement.

Toutefois, les résultats de cette étude devraient permettre de contribuer à l'atteinte des objectifs du projet MENTOR, notamment la mise au point d'outils opérationnels destinés aux gestionnaires et aux responsables de métrologie des réseaux d'assainissement urbains et l'apport des recommandations techniques qui aideront à l'acquisition de « bonnes pratiques métrologiques ».

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Abda, F., Azbaid, A., Ensminger, D., Fischer, S., Francois, P., Schmitt, P., and Pallares, A. (2009). Ultrasonic device for real-time sewage velocity and suspended particles concentration measurements. Water Sci. Technol. 60, 117.
2. Abrahamson M., Lewandowski Z., Geesey G., Skjak-Braek G., Strand W., Christensen B.E. (1996). Development of an artificial biofilm to study the effects of a single microcolony on mass transport. Journal of Microbiological Methods, 26(1-2): 161-169.
3. AFNOR (1986), NF ISO 4360, Mesure de débit des liquides dans les canaux découverts au moyen de déversoirs et de canaux jaugeurs - Déversoirs à profil triangulaire, 35p
4. AFNOR (1990), NF ISO 3846, Mesure de débit des liquides dans les canaux découverts au moyen de déversoirs et de canaux-jaugeurs - Déversoirs rectangulaires à seuil épais, 20p
5. AFNOR (1990), NF ISO 4377, Mesure de débit des liquides dans les canaux découverts - Déversoirs en V ouvert, 11P
6. AFNOR (1994), Norme, NF EN ISO 27027, Qualité de l'eau : Détermination de la turbidité, 26p
7. AFNOR (2000) NF EN 12879 (Novembre 2000) Caractérisation des boues - Détermination de la perte au feu de la matière sèche - 8p
8. AFNOR (2000) NF EN ISO 7027 Mars 2000 Qualité de l'eau - Détermination de la turbidité, 11p
9. AFNOR (2000) NF T90-015-2 Janvier 2000 Qualité de l'eau - Dosage des matières en suspension - Méthode par centrifugation
10. AFNOR (2000) NF T90-015-2 Qualité de l'eau - Dosage de l'ammonium - Partie 2 : méthode spectrophotométrique au bleu d'indophénol
11. AFNOR (2002) NF ISO 15705:2002 Qualité de l'eau -- Détermination de l'indice de demande chimique en oxygène (ST-DCO) -- Méthode à petite échelle en tube fermé, 18 p
12. AFNOR (2005) NF EN ISO 6416 (2005-12-01) Hydrométrie - Mesure du débit à l'aide de la méthode ultrasonique (acoustique) 60p
13. AFNOR (2005), Norme, NF EN 872, Qualité de l'eau - Dosage des matières en suspension – Méthode par filtration sur filtre en fibres de verre, 10p
14. AFNOR (2006), Norme, FD ISO 6107, Qualité de l'eau - Vocabulaire - Partie 2, 42p
15. AFNOR (2008) ISO/IEC Guide 98-3:2008 - Incertitude de mesure -- Partie 3: Guide pour l'expression de l'incertitude de mesure (GUM:1995)
16. AFNOR (2009) NF EN ISO 748 (2009-04-01) Hydrométrie - Mesurage du débit des liquides dans les canaux découverts au moyen de moulinets ou de flotteurs, 47p
17. AFNOR (2010) ISO 15769:2010 Hydrométrie Lignes directrices pour l'application des compteurs de vitesse ultrasoniques fixes utilisant l'effet Doppler et la corrélation d'échos

18. Ahyerre M. (1999) : "Bilans et mécanismes de migration de la pollution organique en réseau d'assainissement unitaire" Thèse de doctorat, Spécialité : hydrologie, hydrogéologie, géostatistique et géochimie, Université Paris VI, France. 250p.
19. Ahyerre M., Chebbo G. and Saad M. (2000). "Sources and erosion of organic solids in a combined sewer". Urban Water 2(4): 305-315.
20. Ahyerre, M. (2001). Deposits in sewer networks, a significant source of storm water pollution. Houille Blanche-Revue Internationale de l'Eau, 21-27.
21. Ahyerre, M. (2001). Les dépôts en réseau d'assainissement unitaire, une importante source de pollution des rejets urbains de temps de pluie. Houille Blanche n°6-7, 21–27.
22. Ajuste, C., Berland, J. M., & Celerier, J. L. (2004). Réhabilitation/remplacement des réseaux d'eau potable en zone rurale. Document technique hors série, (10).
23. Ana, E., Bauwens, W., Pessemier, M., Thoeye, C., Smolders, S., Boonen, I., and De Gueldre, G. (2009). An investigation of the factors influencing sewer structural deterioration. Urban Water J. 6, 303–312.
24. Ancey, C. (2010). Notes de cours. Hydraulique à surface libre. Phénomènes de propagation: ondes et ruptures de barrage Bases mathématiques, outils de simulations, applications.
25. Arthur, S., Ashley, R.M., and Nalluri, C. (1996). Near bed solids transport in sewers. Water Sci. Technol. 33, 69–76.
26. Artières, O., and Stotz, G. (1989). Caractéristiques des dépôts en réseau d'assainissement unitaire. Conséquences sur leur transport. Houille Blanche n° 3-4, 243–246.
27. Ashley, R. M., Bertrand-Krajewski, J. L., Hvitved-Jacobsen, T., Verbanck, M. (2004). Solids in sewers: characteristics, effects and control of sewer solids and associated pollutants. IWA Publishing Company.
28. Ashley, R., Crabtree, B., Fraser, A., & Hvitved-Jacobsen, T. (2003). European research into sewer sediments and associated pollutants and processes.Journal of Hydraulic Engineering, 129(4), 267-275.
29. Ashley, R., Jones, J., Ramella, S., Schofield, D., Munden, R., Zabatis, K., Rafelt, A., Stephenson, A., and Pallett, I. (2007). Delivering more effective stormwater management in the UK and Europe: lessons from the Clean Water Act in America. GRAIE, Lyon, France. NOVATECH 2007. 8 p
30. Ashley, R.M., and Verbanck, M.A. (1996). Mechanics of sewer sediment erosion and transport. J. Hydraul. Res. 34, 753–770.
31. Ashley, R.M., Arthur, S., Coghlan, B.P., McGregor, I., (1994), Fluid sediment in combined sewers, Water Sci. and Tech., Vol. 29, No. 1-2, pp. 113-123.
32. Audisio, S., & Béranger, G. (2010). Anticorrosion et durabilité dans le bâtiment, le génie civil et les ouvrages industriels. PPUR Presses polytechniques.
33. Aumond, M., & Joannis, C. (2006). Mesure en continu de la turbidité sur un réseau séparatif eaux usées: mise en œuvre et premiers résultats. Houille blanche, 4, 121.
34. Aumond, M., & Joannis, C. (2008, August). Processing sewage turbidity and conductivity recorded in sewage for assessing sanitary water and infiltration/inflow

discharges. In Proceedings of the 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK (Vol. 31).
35. Aumond, M., Joannis, C. (2006). Mesure en continu de la turbidité sur un réseau séparatif eaux usées: mise en œuvre et premiers résultats. La Houille blanche, 4, 121.
36. Aumond, M., & Mabilais, D. (2008). Measurements of Pollutants by Turbidimetry/Mesure des Polluants par Turbidimétrie. In International Meeting on Measurements and Hydraulics of Sewers IMMHS'08, Summer School GEMCEA/LCPC (pp. 33-47). Department of Civil Engineering at The University of Queensland.
37. Battin T., Kaplan L., Newbold J.D., Cheng X. and Hansen C. (2003). Effects of Current Velocity on the Nascent Architecture of Stream Microbial Biofilms. Applied and Environmental Microbiology, 69 (9): 5443-5452.
38. Bersinger, T., Le Hécho, I., Bareille, G., Pigot, T., & Lecomte, A. (2015). Continuous Monitoring of Turbidity and Conductivity in Wastewater Networks: An Easy Tool to Assess the Pollution Load discharged into receiving water.Revue des sciences de l'eau/Journal of Water Science, 28(1), 9-17.
39. Bersinger, T. (2013). Dynamique des effluents et des contaminants associés au système d'assainissement de la Communauté d'Agglomération de Pau Pyrénées (CDAPP) Thèse de doctorat, Université de Pau.
40. Bertrand-Krajewski J.-L., Laplace D., Joannis C., Chebbo G. (2000). Mesures en hydrologie urbaine et assainissement. Paris (France) : Tec et Doc, 794 p. ISBN 2-7430-0380-4.
41. Bertrand-Krajewski, J.-L. (2006). Les polluants des rejets urbains de temps de pluie: nature, concentrations, flux, caractéristiques physico-chimiques, solides en suspension, et répartition temporelle durant les événements pluvieux. Cours d'Hydrologie Urbaine – Insa Lyon URGC. 52 p
42. Bertrand-Krajewski, J.-L., Gallitre, A. 2009, Programme UGL2 : détermination de l'incertitude du débit Q dans un collecteur non circulaire calculé à partir de la hauteur d'eau h et de la vitesse d'écoulement moyenne U - Version 2 du 29 mars 2009. http://jlbkpro.free.fr/publications/ugl2.pdf
43. Biggs, C. A., Olaleye, O. I., Jeanmeure, L. F., Deines, P., Jensen, H. S., Tait, S. J., Wright, P. C. (2011). Effect of temperature on the substrate utilization profiles of microbial communities in different sewer sediments. Environmental technology, 32(2), 133-144.
44. Boizard, G. (1913). Sur la loi d'additivité de Kohlrausch. J. Phys. Theor. Appl.,3(1), 701-705.
45. Bonakdari, H. (2006). Contrainte de cisaillement et vitesse d'autocurage dans des collecteurs ovoïdes à banquette. « Concours des jeunes chercheurs Prix René HOUPERT" des XXIViemes Rencontres Universitaires de Génie Civil 2006 - La Grande Motte les 1 et 2 Juin, actes sur CD.
46. Bonakdari, H., Larrarte, F., Joannis, C., and Levacher, D. (2008). Champ de vitesse et contraintes de cisaillement dans un collecteur d'assainissement. Houille Blanche n° 3. 20–25.

47. Branisavljevic, N., Prodanovic, D., & Pavlovic, D. (2010). Automatic, semi-automatic and manual validation of urban drainage data.
48. Brombach, H., Weiss, G., & Fuchs, S. (2005). A new database on urban runoff pollution: comparison of separate and combined sewer systems. Water Science & Technology, 51(2), 119-128.
49. Busscher, H. J., & van der Mei, H. C. (2006). Microbial adhesion in flow displacement systems. Clinical microbiology reviews, 19(1), 127-141.
50. Busscher, H. J., & van der Mei, H. C. (2006). Microbial adhesion in flow displacement systems. Clinical microbiology reviews, 19(1), 127-141.
51. Butler D., Thedchanamoorthy S., et Payne J.A. (1992). Aspects of surface sediment characteristics on an urban catchment in London. Water Science and Technology, 25 : 13 – 19.
52. Carlier, M. (1972). Hydraulique générale et appliquée. Editions Eyrolles, 565 p
53. Carnacina, I., & Larrarte, F. (2014). Coupling acoustic devices for monitoring combined sewer network sediment deposits. IWA Publishing Company.
54. Cauchi, H., Nakache, S., Zagury, B., Carré, C., Denis, D., Larbaigt, D., & Martigne, S. (1996). Dossier: la réutilisation des eaux usées après épuration.Techniques, Sciences et Méthodes, 2, 81-118.
55. Celle-Jeanton, H., Travi, Y., Loÿe-Pilot, M. D., Huneau, F., & Bertrand, G. (2009). Rainwater chemistry at a Mediterranean inland station (Avignon, France): local contribution versus long-range supply. Atmospheric Research, 91(1), 118-126.
56. CETMEF (2001). Hydraulique des cours d'eau. Ministère d'Equipement, des Transports et du Logement. 62 p
57. Champion R., Fisicaro P. Janvier 2011 Estimation de l'incertitude pour les mesures de pH sur le terrain évaluation des performances, étalonnage des équipements, différentes approches pour l'estimation de l'incertitude. Programme scientifique et technique. ONEMA 2010. Document final
58. Characklis, W., and Marshall, K. (1990). Biofilms: A basis for an interdisciplinary approach. WG Characklis. John Wiley & Sons, New York. KC Marshall 3–15.
59. Characklis, W.G., and Cooksey, K.E. (1983). Biofilms and microbial fouling. Adv Appl Microbiol 29, 93–138.
60. Chebbo G., Gromaire M.C., Ahyerre M. et Garnaud S., 2001, « Production and transport of urban wet weather pollution in combined sewer systems: the "Le Marais" experimental urban catchment in Paris ». Urban Water 3, 3-15.
61. Chebbo, G. (1992). Solides des rejets pluviaux urbains: caractérisation et traitabilité. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Thèse, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 582 p
62. Chebbo, G., Bachoc, A., Laplace, D., & Le Guennec, B. (1995). The transfer of solids in combined sewer networks. Water science and technology, 31(7), 95-105.
63. Chebbo, G., Bertrand-Krajewski, J.-L., Gromaire, M.-C., Aires, N. (2003). Répartition des polluants des eaux urbaines par classes de vitesses de chute. Partie A : description des protocoles de mesure. TSM, 12, 50-58.
64. Chebbo, G., Gromaire, M. C. (2004). The experimental urban catchment 'Le Marais' in Paris: what lessons can be learned from it? Journal of Hydrology, 299(3), 312-323.

65. Chebbo, G., Mouchel, J.M., and Saget, A. (1995). La pollution des rejets urbains par temps de pluie: flux, nature et impact. Sci. Méthodes 11, 796–806.
66. Chocat B., Bertrand-Krajewski J.-L. et Barraud S. (2007). Eaux pluviales urbaines et rejets urbains par temps de pluie. Paris (France) : Les techniques de l'ingénieur, article W 8600, août 2007, 17 p. + annexes.
67. Chocat, B. (1997). Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement. Eurydice 92, Technique & Documentation, 1997 . 1124 p.
68. COACHS (2014) Rapport final : Méthodes innovantes d'optimisation du calcul d'un débit à partir de données mesurées. Applications à l'assainissement. 162p
69. Crabtree, R.W. (1989a). Sediments in sewers. Water Environ. J. 3, 569–578.
70. Delleur J.W., (2001), New results and urban needs on sediment movement in urban drainage. Journal of Water Resources Planning and Management, Vol 127, N°3, pp. 186-193.
71. Desbordes, M. M., Bachoc, A., Tabuchi, J. P., Chebbo, G., & Philippe, J. P. (1994). La pollution des rejets urbains par temps de pluie: quantité, origine et nature. La Houille Blanche, (1-2), 21-33.
72. Deronzier, G., Choubert, J-M. (2004). Traitement du phosphore dans les petites stations à boues activées. Document Technique FNDAE n°29, Cemagref.
73. Donlan, R. M. (2002). Biofilms: microbial life on surfaces. Emerg Infect Dis, 8(9).
74. Durrant A. E., Scrimshaw M. D., Stratful I., Lester J. N., Review of the feasibility of Recovering Phosphate from Wastewater for use as a raw material by the Phosphate Industry, Journal of Environmental Technology, 20, pp749-758 (1999).
75. El Khatib, R., Lartiges, B., Mustin, C., & Skali-Lami, S. (2011). Contrôle hydrodynamique de l'organisation des biofilms en milieu eaux usées. La Houille Blanche, (5), 29-33.
76. El Samrani, A. G., Lartiges, B. S., Ghanbaja, J., Yvon, J., & Kohler, A. (2004). Trace element carriers in combined sewer during dry and wet weather: an electron microscope investigation. Water Research, 38(8), 2063-2076.
77. Ellis J.B. (1991) Measures for the control and treatment of urban runoff quality. Report n° DT/PL/FV/JB, commissioned by Agence de l'Eau Seine-Normandie, November 1991, 132 p.
78. Eren, B., & Karadagli, F. (2012). Physical Disintegration of Toilet Papers in Wastewater Systems: Experimental Analysis and Mathematical Modeling.Environmental science & technology, 46(5), 2870-2876.
79. Eriksson E., Auffarth K., Henze M., Ledin A. (2002). Characteristics of grey wastewater.
Urban Water, Vol 4, 85-104.
80. Fang, H., Shang, Q., Chen, M., & He, G. (2014). Changes in the critical erosion velocity for sediment colonized by biofilm. Sedimentology, 61(3), 648-659.
81. Feugeas, F. (2012). Biodétérioration des matériaux cimentaires dans les ouvrages d'assainissement–Etude comparative du ciment d'aluminate de calcium et du ciment Portland (Doctoral dissertation, Université Paris-Est).
82. Flemming, H.-C., Neu, T.R., and Wozniak, D.J. (2007). The EPS matrix: the "house of biofilm cells."J. Bacteriol. 189, 7945–7947.

83. Gasperi, J., Garnaud, S., Rocher, V., & Moilleron, R. (2008). Priority pollutants in wastewater and combined sewer overflow. Science of the Total Environment, 407(1), 263-272.
84. Gasperi, J., Garnaud, S., Rocher, V., & Moilleron, R. (2011). Priority substances in combined sewer overflows: case study of the Paris sewer network. Water Science and Technology, 63(5), 853.
85. Gasperi, J., Kafi-Benyahia, M., Lorgeoux, C., Moilleron, R., Gromaire, M. C., & Chebbo, G. (2006). Variabilité spatiale des caractéristiques des polluants transitant par temps sec dans le réseau d'assainissement unitaire parisien. TSM. Techniques sciences méthodes, génie urbain génie rural, (11), 23-34.
86. Gasperi, J., Lorgeoux, C., Gourlay, C., Kuhn, E., and Moilleron, R. (2008). Alkylphénols et Hydrocarbures Aromatiques Polycycliques dans les eaux du bassin de l'Orge Aval. Quantification et faisabilité du suivi de la contamination par échantillonnage passif.
87. Gomez-Alvarez, V., Revetta, R.P., and Domingo, J.W. (2012). Metagenome analyses of corroded concrete wastewater pipe biofilms reveal a complex microbial system. BMC Microbiol. 12, 122.
88. Gourmelen L., Cottineau L.-M ., Larrarte F., (2010), Développement d'un dispositif de mesure en continu de la hauteur de sédiments, Journées Génie Civil Génie Côtier, Les Sables d'Olonnes, pp. 477-484.
89. Graf, W. H., & Altinakar, M. S. (1996). Hydraulique fluviale: écoulement non permanent et phénomènes de transport. Presses polytechniques et universitaires romandes.
90. Grand Nancy, (2014) Rapport d'activité 2014 sur le prix et la qualité des services d'eau et d'assainissement, http://www.grand-nancy.org/fileadmin/user_upload/RPQS_2014_EAU.pdf , 86 p
91. Granger, D. (2009). Méthodologie d'aide à la gestion durable des eaux urbaines. Thèse de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon (INSA). 210 p
92. Gromaire, M.C., Garnaud, S., Saad, M., and Chebbo, G. (2001). Contribution of different sources to the pollution of wet weather flows in combined sewers. Water Res. 35, 521–533.
93. Guéguen-Minerbe, M., Herisson, J., Taquet, P., and Chaussadent, T. (2012). Impact de la matrice cimentaire sur le développement de biofilms dans les réseaux d'assainissement. Cah. Assoc. Sci. Eur. Pour Eau Santé 17, 1–5.
94. Gutekunst B. (1988). Sielhautuntersuchungen zur Einkreisungen schwermetallhaltiger Einleitungen. Presses de l'institut für Siedlungswasserwirtschaft, Université de Karlsruhe, 49, 141 p.
95. Hemmerle N. « Sédiment en réseau : Relation entre dynamique sédimentaire et conditions hydrodynamiques locales » Thèse de doctorat, Spécialité : Sciences Pour l'Ingénieur, Géosciences, Architecture. Ecole Centrale de Nantes, France.
96. Hemmerle, N., Randrianarimanana, J. J., Joannis, C., & Larrarte, F. (2014). Hydraulics and deposit evolution in sewers, 9th International Symposium on Ultrasonic Doppler Methods for Fluid Mechanics and Fluid Engineering, 27-29 August, Strasbourg.

97. Hemmerle N., Joannis C., Larrarte F., (2013), Does lutocline exist in sewers ?, 16th International Conference Transport and Sedimentation of Solid Particles, Rostock
98. Henze, M. (2002). Wastewater treatment: biological and chemical processes. Third edition. Springer Science & Business Media. 430 p
99. Herisson, J. (2012). Biodétérioration des matériaux cimentaires dans les ouvrages d'assainissement–Etude comparative du ciment d'aluminate de calcium et du ciment Portland (Doctoral dissertation, Université Paris-Est).
100. Houhou, J., Lartiges, B. S., Montarges-Pelletier, E., Sieliechi, J., Ghanbaja, J., & Kohler, A. (2009). Sources, nature, and fate of heavy metal-bearing particles in the sewer system. Science of the Total Environment, 407(23), 6052-6062.
101. Houhou, J., Lartiges, B. S., Hofmann, A., Frappier, G., Ghanbaja, J., & Temgoua, A. (2009). Phosphate dynamics in an urban sewer: A case study of Nancy, France. Water research, 43(4), 1088-1100.
102. Husain, I. A., Alkhatib, M. A. F., Jammi, M. S., Mirghani, M. E., Zainudin, Z. B., & Hoda, A. (2014). Problems, Control, and Treatment of Fat, Oil, and Grease (FOG): A Review. Journal of oleo science, 63(8), 747-752.
103. Jacobsen, T.H., Vollertsen, J., and Nielson, A.R.H. (2013a). Sewer processes: microbial and chemical process engineering of sewer networks (CRC press).
104. Jang, H. J., Choi, Y. J., & Ka, J. O. (2011). Effects of diverse water pipe materials on bacterial communities and water quality in the annular reactor. J. Microbiol. Biotechnol, 21(2), 115-123.
105. Jaumouillé, P. (2003), Hétérogénéités des vitesses et des concentrations dans les collecteurs d'assainissement : application à la mesure des flux polluants. Thèse, Université de Bordeaux I, Ecole Doctorale des Sciences Physiques et de l'Ingénieur
106. Jaumouillié, P., and Larrarte, F. (2002). Experimental studies of settling velocities of suspended solids in sewers. 11th Int. Conf. Transp. Sediment. Solid Part.
107. Jensen, H. S. (2009). Hydrogen sulfide induced concrete corrosion of sewer networks; Section of Environmental Engineering, Aalborg University (Doctoral dissertation, Ph. D. Dissertation, UNIPRINT, Aalborg University).
108. Boussely J-F., Dernat M., Elmerich P. (1996), Procédé de déphosphatation amélioré des eaux résiduaires
109. Joannis C., (2001). La mesure de débits en assainissement, La Houille Blanche, 2001-5, pp. 58-62.
110. Joannis, C., Ruban, G., Aumond, M., Bertrand-Krajewski, J. L., Battaglia, P., Lacour, C., ... & Chebbo, G. (2010). Mise en œuvre de capteurs de turbidité en collecteurs d'assainissement. Techniques Sciences Méthodes, (1/2), 21-35.
111. Krejci V, Dauber L and Gujer W. Contribution of different sources to pollutant loads in combined sewers. Proceedings of the 4th international conference on urban storm drainage, Lausanne (Switzerland) 1994; 34-39.
112. Lacour, C. (2009). Apport de la mesure en continu pour la gestion de la qualité des effluents de temps de pluie en réseau d'assainissement. Thèse. Université Paris Est. 330 p
113. Lamprea, K. (2009). Caractérisation et origine des métaux traces, hydrocarbures aromatiques polycycliques et pesticides transportés par les retombées atmosphériques

et les eaux de ruissellement dans les bassins versants séparatifs péri-urbains (Doctoral dissertation, Ecole Centrale de Nantes (ECN)).
114. Larrarte, F. (2006). Velocity fields within sewers: An experimental study. Flow Meas. Instrum. 17, 282–290.
115. Larrarte, F. (2008). Suspended solids within sewers: an experimental study. Environ. Fluid Mech. 8, 249–261.
116. Larrarte, F. (2013). Velocity and suspended solids distributions in an oval-shaped channel with a side bank. Urban Water Journal, (accepté), 1-9.
117. Larrarte, F. (2015). Velocity and suspended solids distributions in an oval-shaped channel with a side bank. Urban Water Journal, 12(2), 165-173.
118. Larrarte, F., & Joannis, C. (2014). Guide Technique n 4 Représentativité des capteurs de vitesse et impact sur l'évaluation en continu du débit d'un écoulement.
119. Larrarte, F., & Pons, M. N. (2011). Biofilm growth and hydraulic conditions in sewers. In Proceedings of the 34th World Congress of the International Association for Hydro-Environment Research and Engineering: Engineers Australia. p. 2855
120. Larrarte, F., and Cottineau, L.-M. (2005). Nouveaux instruments pour connaître les champs de vitesses et de concentrations. Rev. Eur. Génie Civ. 9, 963–978.
121. Larrarte, F., and Cottineau, L.-M. (2008b). A New Velocity and Total Suspended Solid Measurement Device. In International Meeting on Measurements and Hydraulics of Sewers IMMHS'08, Summer School GEMCEA/LCPC, pp. 21–32.
122. Larrarte, F., and Francois, P. (2012). Attenuation of an ultrasonic beam by suspended particles and range of acoustic flow meters in sewer networks. Water Sci. Technol. 65, 478–483.
123. Larrarte, F., and Pons, M.N. (2011a). Biofilm growth and hydraulic conditions in sewers. In 34th World Congress of the International Association for Hydro-Environment Research and Engineering: 33rd Hydrology and Water Resources Symposium and 10th Conference on Hydraulics in Water Engineering.
124. Larrarte, F., and Pons, M.-N. (2011b). Suspended solids concentration in wastewater: Influence of sampling conditions. Urban Water J. 8, 397–404.
125. Larrarte, F., Bardiaux, J-B., Battaglia, P., Joannis, C., (2008), Acoustic Doppler flow-meters : a proposal to characterize their technical parameters, Flow Measurement and Instrumentation; 19 , pp. 261-267.
126. Larrarte, F., Cottineau, L.M. (2008). Le projet Hydre: Echantillonnage 2D des vitesses et des concentrations en collecteur d'assainissement. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 272 (2008) pp 21-32
127. Larrarte, F., Pons, M.-N., and Riochet, B. (2013). Biofilms en réseau d'assainissement. 92ème Congrès ASTEE. 2013 France.
128. Le Bonté, S. (2003). Méthodes multivariables pour la caractérisation des eaux usées. Thèse de doctorat, Vandoeuvre-les-Nancy, INPL, 209 p.
129. Le Bonté, S., Pons, M. N., Potier, O., & Rocklin, P. (2008). Relation between conductivity and ion content in urban wastewater. Revue des sciences de l'eau/Journal of Water Science, 21(4), 429-438.
130. Lepot, M., Aubin, J. B., & Bertrand-Krajewski, J. L. (2013). Accuracy of different sensors for the estimation of pollutant concentrations (total suspended solids, total and

dissolved chemical oxygen demand) in wastewater and stormwater. Water Science & Technology, 68(2), 462-471.
131. Lepot, M., Kouyi, G. L., & Bertrand-Krajewski, J. L. (2011). Verification des mesures de débit en réseau d'assainissement par traçage à la Rhodamine WT. La Houille Blanche, (4), 43-48.
132. Lewandowski Z. (2000). 1- Structure and Functions of Biofilms. Biofilms: Recent Advances in Their Study and Control. L. V. Evans, Harwood Academic Pub.
133. Liang, Z., Li, W., Yang, S., and Du, P. (2010). Extraction and structural characteristics of extracellular polymeric substances (EPS), pellets in autotrophic nitrifying biofilm and activated sludge. Chemosphere 81, 626–632.
134. Lin, H. (1993). Le transport solide en collecteur unitaire d'assainissement et sa modélisation. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Thèse. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 248 p
135. Lombard, V., Toloméo, S., Bertrand-Krajewski, J. L., Debray, R., Comte, C., & De Bénédittis, J. (2010, July). Conception et mise en place de stations de mesure des flux polluants dédiées à la gestion intégrée d'un système d'assainissement. In Proceedings of Novatech.
136. Lucas-Aiguier E., Chebbo G., Bertrand-Krajewski J.L, Gagné B., Hedges P. (1998), Analysis of the methods for determinig the settling characteristics of sewage and stormwater solids. Water Science and Technolgy, Vol. 37, n°1, p.53-60.
137. Mahfoud, C., El Samrani, A., Mouawad, R., Hleihel, W., El Khatib, R., Lartiges, B. S., & Ouaïni, N. (2009). Disruption of biofilms from sewage pipes under physical and chemical conditioning. Journal of Environmental Sciences, 21(1), 120-126.
138. Maréchal, A. (2000). Relations entre caractéristiques de la pollution particulaire et paramètres optiques dans les eaux résiduaires urbaines. Thèse. Institut national polytechnique de Lorraine. 299 p
139. McLellan, S.L., Hollis, E.J., Depas, M.M., Van Dyke, M., Harris, J., and Scopel, C.O. (2007). Distribution and fate of Escherichia coli in Lake Michigan following contamination with urban stormwater and combined sewer overflows. J. Gt. Lakes Res. 33, 566–580.
140. Mercoiret, L. (2010). Qualité des eaux usées domestiques produites par les petites collectivités. Onema, ed., Irstea, 55.
141. Métadier, M. (2012). Traitement et analyse de séries chronologiques continues de turbidité pour la formulation et filetest de modèles des rejets urbains par temps de pluie (Doctoral dissertation, institut national des sciences appliquées de Lyon).
142. Métadier, M., & Bertrand-Krajewski, J. L. (2012). The use of long-term on-line turbidity measurements for the calculation of urban stormwater pollutant concentrations, loads, pollutographs and intra-event fluxes. Water research,46(20), 6836-6856.
143. Metcalf, Eddy (1991) Water resources and environmental engineering, Edition Mc-GrawHill, 3rd edition.
144. Michelbach S. (1995). Origin, remise en suspension and settling characteristics of solids transported in combined sewage. Wat. Sci. Tech., 31(7), 69-76.

145. Michelbach S. and Wöhrle C. (1994). Settleable solids from combined sewers : settling, stormwater treatment, and sedimentation rates in rivers. Wat. Sci. Tech., 29(1-2), 95-102.
146. Milferstedt, K., Pons, M.-N., and Morgenroth, E. (2008). Textural fingerprints: A comprehensive descriptor for biofilm structure development. Biotechnol. Bioeng. 100, 889–901.
147. Ministère chargé de la santé (2016) http://orobnat.sante.gouv.fr/orobnat/rechercherResultatQualite.do
148. Neuilly M., Cetama (1998). Modélisation et estimation des erreurs de mesure. Paris (France) : Technique et Documentation, 704 p. ISBN 2-7430-0272-7.
149. Nezu, I., and Nakagawa, H. (1993). Turbulence in Open-Channel Flows. AIRH 281.
150. Nguyen, V. H. (2005). Couplage dégradation chimique-comportement en compression du béton (Doctoral dissertation, Ecole des Ponts ParisTech).
151. Nielsen, P.H., Jahn, A., and Palmgren, R. (1997). Conceptual model for production and composition of exopolymers in biofilms. Water Sci. Technol. 36, 11–19.
152. Nivus, (2003), Manuel d'instructions.
153. Ochoas J, Coufort C., Escudié R., Liné A., Paul E. (2007). Influence of non-uniform distribution of shear stress on aerobic biofilms. Chemical Engeneering Science, 62: 3672- 3684.
154. Oms, C. (2003). Localisation, nature et dynamique de l'interface eau-sédiment en réseau d'assainissement unitaire. Thèse, Ecole des Ponts ParisTech. 198 p
155. Paffoni, C. (1994). Caractérisation des eaux déversées par temps de pluie à l'usine de Clichy. La Houille Blanche, (1-2), 33-38.
156. Paitry, A. (1987). Echantillonnages des matières en suspension en réseau d'assainissement - Quelques réflexions (Rosny-sous-Bois (France): Service Départemental d'Assainissement de la Seine Saint Denis, rapport technique). Service départemental d'assainissement, 1986.- 38 p.
157. Palmer, J., Flint, S., and Brooks, J. (2007). Bacterial cell attachment, the beginning of a biofilm. J. Ind. Microbiol. Biotechnol. 34, 577–588.
158. Palmquist, H., & Hanæus, J. (2005). Hazardous substances in separately collected grey-and blackwater from ordinary Swedish households. Science of the Total Environment, 348(1), 151-163.
159. Paris, T., Skali-Lami, S., & Block, J. C. (2007). Effect of wall shear rate on biofilm deposition and grazing in drinking water flow chambers. *Biotechnology and bioengineering*, *97*(6), 1550-1561.
160. Passerat, J., Ouattara, N. K., Mouchel, J. M., Rocher, V., & Servais, P. (2011). Impact of an intense combined sewer overflow event on the microbiological water quality of the Seine River. Water research, 45(2), 893-903.
161. Pastore, C., Pagano, M., Lopez, A., Mininni, G., & Mascolo, G. (2015). Fat, oil and grease waste from municipal wastewater: characterization, activation and sustainable conversion into biofuel. Water Science & Technology, 71(8), 1151-1157.
162. Patterson R.A. (2001). Wastewater quality relationships with reuse options. Water Science
and Technology, Vol 43(10) , 147–154.

163. Pebere, N., Festy, D., & Lemaître, C. (2012). Biodétérioration des matériaux. EDP sciences. 309 p
164. Philippe J.P., Ranchet J. (1987) Pollution des eaux de ruissellement pluvial en zone urbaine. Synthèse des mesures sur dix bassins versants en région parisienne. Rapport de recherche LCPC n° 142, Paris, Février 1987, 76 p.
165. Piro P., Carbone M., Gorafalo G., et Sansalone J. (2010). Size Distribution of Wet Weather and Dry Weather Particulate Matter Entrained in Combined Flows from a Urbanizing Sewershed. Water Air Soil Pollution, 206 : 83 – 94.
166. Pons M-N., France X., Larrarte F., 2013 Monitoring of the development of biofilms on different materials in sewers, Biofilms, 9th IWA International Conference on Biofilm Reactors
167. Pons, M. N., Larrarte, F., France, X., Lebouc, L., Mabilais, D., & Augris, P. (2013, January). Biofilm development and hydraulic conditions in sewers. In 7th International Conference on Sewer Processes & Networks (pp. 8p-schémas).
168. Pons, M. N., Spanjers, H., Baetens, D., Nowak, O., Gillot, S., Nouwen, J., & Schuttinga, N. (2004). Wastewater characteristics in Europe-A survey.European Water Management Online, 4, 10-p.
169. Qingjuan, M. E. N. G., Fenglin, Y. A. N. G., Lifen, L. I. U., & Fangang, M. E. N. G. (2008). Effects of COD/N ratio and DO concentration on simultaneous nitrifcation and denitrifcation in an airlift internal circulation membrane bioreactor. Journal of Environmental Sciences, 20(8), 933-939.
170. Rakotomalala, R. (2012). Analyse de corrélation: Étude des dépendances-Variables quantitatives. Document de Cours. Version, 1.
171. Ristenpart, E., Ashley, R.M., and Uhl, M. (1995). Organic near-bed fluid and particulate transport in combined sewers. Water Sci. Technol. 31, 61–68.
172. Rocher, V. (2003). Introduction et stockage des hydrocarbures et des éléments métalliques au sein du réseau d'assainissement unitaire parisien (Doctoral dissertation, Ecole des Ponts ParisTech).
173. Rocher, V., Azimi, S., Moilleron, R., and Chebbo, G. (2003). Biofilm in combined sewers: wet weather pollution source and/or dry weather pollution indicator? Water Sci. Technol. 47, 35–43.
174. Roger, M., & Tonghini, M. (2010). Estimation des charges déversées au milieu naturel lors d'épisodes pluvieux-Une application de la turbidimétrie aux réseaux unitaires de Dole (Jura). Techniques Sciences Méthodes, (1/2), 84-87.
175. Rombouts, P. M. M., Schilperoort, R., Langeveld, J. G., & Clemens, F. H. L. R. (2013, December). CSO pollution analysis based on conductivity and turbidity measurements and implications for application of RTC. In 8th International conference Novatech; Planning and technologies for sustainable urban water management, Lyon (France) 23-27 June, 2013.
176. Roth D. et Lemmer H. (1994). Biofilms in sewer systems-characterization of the bacterial biocenosis and its metabolic activity. Water Science and Technology, 29, 385-388.

177. Ruban G., Joannis C., Grommaire M.-C., Bertrand-Krajewski J.-L., Chebbo. G, (2008) Mesurage de la turbidité sur échantillon : application aux eaux résiduaires urbaines, TSM n°4
178. Ruban G., Marchandise P., et Scrivener O. (1993). Pollution measurement accuracy using real time sensors and wastewater sample analysis. Water Science and Technology, 28(11-12) : 67 – 78.
179. Ruban, G., Bertrand-Krajewski, J.-L., Chebbo, G., Gromaire, M.-C., and Joannis, C. (2006). Précision et reproductibilité du mesurage de la turbidité des eaux résiduaires urbaines sur échantillons. Houille Blanche 129–135.
180. Ruban, G., Joannis, C., Gromaire, M. C., Bertrand-Krajewski, J. I., & Chebbo, G. (2008). Mesurage de la turbidité sur échantillons: application aux eaux résiduaires urbaines. Techniques Sciences Méthodes, (4), 61-74.
181. Ruban, G., Yuperd, Y., Laveau, B., & Lucas, E. (2001). Self-monitoring of water quality in sewer systems using absorbance of ultraviolet and visible light.Water Science & Technology, 44(2-3), 269-276.
182. Rule, K. L., Comber, S. D. W., Ross, D., Thornton, A., Makropoulos, C. K., & Rautiu, R. (2006). Diffuse sources of heavy metals entering an urban wastewater catchment. Chemosphere, 63(1), 64-72.
183. Sadowski, A. G. (2012). La problématique H2S: dispositions préventives et curatives. Techniques Sciences Méthodes, (1/2), 37-52.
184. Sauer, E.P., VandeWalle, J.L., Bootsma, M.J., and McLellan, S.L. (2011). Detection of the human specific Bacteroides genetic marker provides evidence of widespread sewage contamination of stormwater in the urban environment. Water Res. 45, 4081–4091.
185. Schiestel, R. (1998). Les écoulements turbulents: modélisation et simulation (Hermès Paris). Lavoisier 504 p
186. Seidl, M., Servais, P., & Mouchel, J. M. (1998). Organic matter transport and degradation in the river Seine (France) after a combined sewer overflow. Water Research, 32(12), 3569-3580.
187. Simões, M., Simões, L.C., and Vieira, M.J. (2010). A review of current and emergent biofilm control strategies. LWT-Food Sci. Technol. 43, 573–583.
188. Solliec, L., 2005. Instrumentation des réseaux d'assainissement : Interprétation des relations hauteur/vitesse en collecteurs et mise en place d'un système de mesure de débit basé sur la limnimétrie, ENGEES : Travaux de fin d'étude pour le diplôme d'ingénieur.
189. Stearns, P. (1883). On the current-meter: Together with a reason why the maximum velocity of water flowing in open channels is below the surface. Trans. Am. Soc. Civ. Eng. 12, 301–338.
190. Sterling, M., & Knight, D. W. (2000). Resistance and boundary shear in circular conduits with flat beds running part full. Proceedings of the ICE-Water and Maritime Engineering, 142(4), 229-240.
191. Stoodley, P., Lewandowski, Z., Boyle, J.D., and Lappin-Scott, H.M. (1999). Structural deformation of bacterial biofilms caused by short-term fluctuations in fluid shear: An in situ investigation of biofilm rheology. Biotechnol. Bioeng. 65, 83–92.

192. Stricker, A. E., & Héduit, A. (2010). Phosphore des eaux usées. ONEMA – Cemagref, 54 p
193. Teledyne Isco, (2009), 2110 Ultrasonic Flow Module and sensor, Installation and operation guide.
194. Udert, K. M., Larsen, T. A., Biebow, M., & Gujer, W. (2003). Urea hydrolysis and precipitation dynamics in a urine-collecting system. Water Research,37(11), 2571-2582.
195. Valeyre, T., Bechet, B., & Larrarte, F. (2013). Physical and chemical parameters in wastewater and at the water-sediment interface in sewer network. In 7th International Conference on Sewer Processes & Networks (pp. 8p).
196. Vasquez, J. (2002). Hydraulique à surface libre. Cours de l'ENGEES, formation Mastère-Initiale-2002–96p.
197. Vazquez, J., 2010. Les ouvrages hydrauliques en réseau d'assainissement : Du pilote expérimental et de la modélisation numérique à la finalité du site de terrain, Université de Strasbourg, Habilitation à diriger les recherches
198. Veldhuis, J.A.E., Clemens, F., Sterk, G., and Berends, B.R. (2010). Microbial risks associated with exposure to pathogens in contaminated urban flood water. Water Res. 44, 2910–2918.
199. Verbanck, M. (1992). Field investigations on sediment occurrence and behaviour in Brussels combined sewers. Water Sci. Technol. 25, 71–82.
200. Verbanck, M.A. (1995). Capturing and releasing settleable solids-the significance of dense undercurrents in combined sewer flows. Water Sci. Technol. 31, 85–93.
201. Verbanck, M.A. (2000). Computing near-bed solids transport in sewers and similar sediment-carrying open-channel flows. Urban Water 2, 277–284.
202. Verbanck, M.A., Ashley, R.M., and Bachoc, A. (1994). International workshop on origin, occurrence and behaviour of sediments in sewer systems: Summary of conclusions. Water Res. 28, 187–194.
203. Verbank, M.A., (1993), Identification of the depth-dependent transportation of particulate solids in dry weather sewage flows, 6th Int. Conf. On Urban Storm Drainage, Niagara Falls, pp. 742-747.
204. Vollertsen, J., Nielsen, A. H., Jensen, H. S., Wium-Andersen, T., & Hvitved-Jacobsen, T. (2008). Corrosion of concrete sewers—The kinetics of hydrogen sulfide oxidation. Science of the total environment, 394(1), 162-170.
205. Whorle, C., Brombach, H., (1991), Probenahme im abwasserkanal, Wasserwirtschaft, (Mesures en réseaux d'assainissement, Gestion des eaux usées) Vol. 81, pp.60-65.

5. Annexes

5.1 Annexe 1 : Emplacement réel des dispositifs et des capteurs sur le site de Place de la Bonde

Tableau 5-1: Emplacement réel des dispositifs et des capteurs sur le site de Place de la Bonde

Matériels	Position dans le collecteur Barbusse x_1 (m)	Position dans le collecteur Pitre Chevalier x_2
Débitmètre amont	-17,76	
Biofilm amont	-14,39	
Regard amont	-3,62	
Turbimètre + conductimètre + pH-mètre amont	-2,1	
Confluence	0	0
DO entrée	9,78	
DO sortie	13,69	
Regard aval	18,47	
Débitmètre aval	22,41	
Biofilm aval	26,31	
Turbimètre + conductimètre + pH-mètre aval	28	
Turbimètre + conductimètre + pH-mètre Pitre		3,57
Débitmètre aval		6

5.2 Annexe 2 : Comparaison entre deux échantillons: Le Test t de Student

L'objectif de ce test est de comparer 2 moyennes observées associées à 2 échantillons indépendants A et B.
Soient μ_A et μ_B les moyennes respectives de la population A et B.

L'hypothèse nulle H_0 est : la différence entre les moyennes est égale à 0 : μ_A - μ_B = 0
L'hypothèse alternative H_1 est : la différence entre les moyennes est différente de 0 : μ_A - $\mu_B \neq$ 0

En raison de la nature de l'hypothèse H_1, nous appliquerons un test bilatéral.
Tous les calculs sont effectués sous Excel. Ces calculs sont les suivants:

Somme des na observations du groupe A $\sum X_A$ **(5-1)**

Somme des nb observations du groupe B $\sum X_B$ **(5-2)**

Somme de toutes les observations $\sum X$ **(5-3)**

Somme des carrés des observations du groupe A $\sum {X_A}^2$ **(5-4)**

Somme des carrés des observations du groupe B $\sum {X_B}^2$ **(5-5)**

Somme des carrés des observations $\sum X^2$ **(5-6)**

Somme des carrés des écarts du groupe A
N_A étant le nombre de la population A $SCE_A = \sum {X_A}^2 - \frac{\left(\sum \bar{X}_A\right)^2}{N_A}$ **(5-7)**

Somme des carrés des écarts du groupe B
N_A étant le nombre de la population A $SCE_B = \sum {X_B}^2 - \frac{\left(\sum \bar{X}_B\right)^2}{N_B}$ **(5-8)**

On peut maintenant calculer " t ", qui est la valeur critique du test de Student par la formule :

$$t = \frac{\mu_A - \mu_B}{\sqrt{\frac{SCE_A + SCE_B}{(N_A + N_B - 2)}\left(\frac{1}{N_A} + \frac{1}{N_B}\right)}} \quad \textbf{(5-9)}$$

Interprétation des résultats
Si le degré de signification calculé, associé au test de Student t est inférieure à la valeur du seuil de confiance choisi pour le test (dans notre cas on a pris p-value = 0,05), l'hypothèse nulle H_0 est rejetée et on retient l'hypothèse alternative H_1 et vice versa.

5.3 Annexe 3 : Test de significativité des relations

Le coefficient de corrélation de Pearson est borné de –1 à +1. Il ne renseigne pas sur le degré de significativité d'une relation car celle-ci dépend également du nombre d'observations et ne suit pas la distribution normale. En effet, sa distribution d'échantillonnage est complexe dès qu'on a affaire à une population dont r diffère de 0. C'est pourquoi on utilise une transformation pour calculer un intervalle de confiance (Rakotomalala, 2012).

Pour déterminer si une relation est significative, il faut procéder à un test d'hypothèse en procédant de la façon suivante :

- H_0 : il n'y a pas de relation entre les deux caractères X et Y
- H_0 : il y a une relation significative entre les deux caractères X et Y
- On se fixe un risque d'erreur pour le rejet de H_0 (d'habitude, on prend α =5%)

Dans notre cas, nous avons choisi la transformation de Fisher pour convertir le coefficient de corrélation r classique de Pearson en une variable z distribuée normalement. La transformation de Fisher s'écrit :

$$z = \frac{1}{2} ln\left(\frac{1+r}{1-r}\right) = tgh^{-1}(r) \quad \textbf{(5-10)}$$

tgh^{-1} : arc-tangente hyperbolique

Elle est distribuée asymptotiquement selon une loi normale de paramètres.
On peut ensuite calculer un intervalle de confiance pour r en utilisant la relation :

$$r = \left(\frac{e^{2z}-1}{e^{2z}+1}\right) = tgh(z) \quad \textbf{(5-11)}$$

Le test d'hypothèse est comme suit : en faisant subir la transformation de Fisher à la fois à la corrélation de l'échantillon r et à celle de l'hypothèse nulle [$\xi_0 = tgh^{-1}(\rho_0)$], on peut construire une statistique-test appelée $t_{(\infty)}$ par référence au *t* de Student, mais qui se comporte à peu près comme une distribution normale centrée-réduite:

$$t_{(\infty)} = (z - \xi_0)\sqrt{n-3} \quad \textbf{(5-12)}$$

Pour un risque d'erreur à α = 5%, l'intervalle de confiance de z est :

$$ICinf\ de\ z = \xi_1 = z - \frac{t_{(0,05;\infty)}}{\sqrt{n-3}} \quad \textbf{(5-13)}$$

$$ICsup\ de\ z = \xi_2 = z + \frac{t_{(0,05;\infty)}}{\sqrt{n-3}}$$

Lorsqu'on a trouvé ξ_1 et ξ_2, il faut encore les retransformer pour obtenir l'intervalle de confiance dans l'échelle du r d'origine:

$$ICinf\ de\ r = \left(\frac{e^{2\xi_1} - 1}{e^{2\xi_1} + 1}\right) \quad \textbf{(5-14)}$$

$$ICsup\ de\ r = \left(\frac{e^{2\xi_2} - 1}{e^{2\xi_2} + 1}\right)$$

On calcule ensuite le niveau de significativité (p) à un seuil de 5% par la loi de Student à k = 2 degrés de liberté et on vérifie les hypothèses H_0 et H_1.

Le niveau de significativité (p) et indique la probabilité d'erreur de rejeter l'idée que la relation n'existe pas dans la population. Typiquement, dans beaucoup de domaines de la Science, les résultats avec p <0,05 sont considérés comme étant statistiquement significatifs, mais souvenez-vous que ce niveau de significativité implique encore une probabilité d'erreur non négligeable de 5%. Les résultats qui sont significatifs au niveau p< 0,01 sont généralement considérés comme étant statistiquement significatifs et des niveaux p<0,005 ou p< 0,001 sont souvent appelés "hautement" significatifs.

5.4 Annexe 4 : Relation entre la conductivité et la concentration massique de chaque espèce ionique

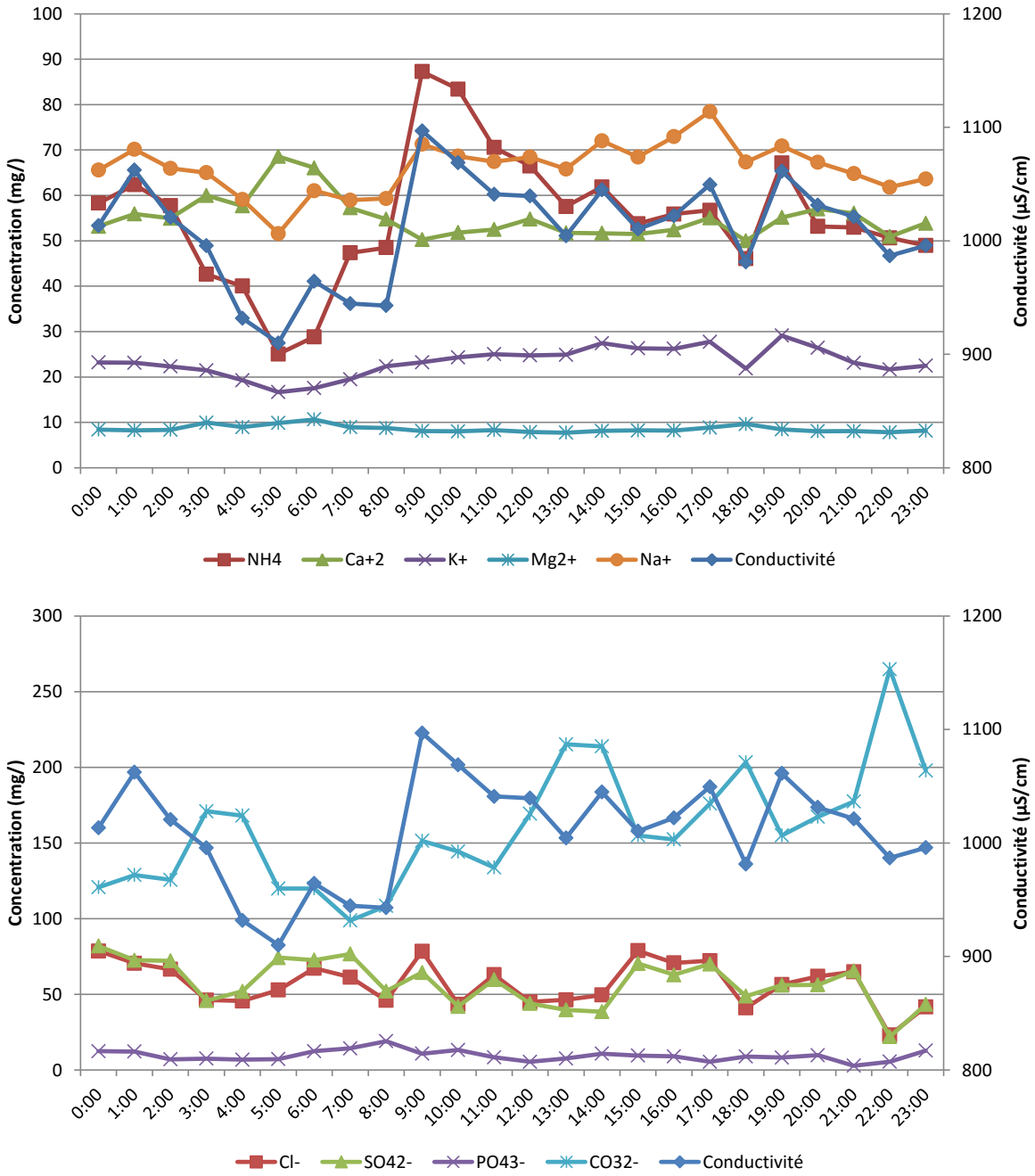


Figure 5-1 : Evolution au cours d'une journée et relation entre la concentration en ion et la conductivité totale calculée (aval)

5.5 Annexe 5 : Méthode de traçage des iso-contours de vitesse

Afin d'offrir une meilleure visualisation du champ de vitesse, les données sont également présentés sous-forme d'iso-contours colorés. Cette technique permet de visualiser en deux dimensions le champ de vitesse sur toute la section mouillée. Pour y parvenir, nous avons adopté des opérations d'interpolations et des extrapolations à deux dimensions des données mesurées et mettant en œuvre une macro EXCEL spécifiquement élaboré et un code de calcul programmé sous MATLAB selon les procédures suivantes :

- Tout d'abord, toute la partie intérieure délimitée par les vitesses locales mesurées V_i est interpolée (Figure 5-2).
- Puisque les mesures de fond, de la surface ainsi que des parois ne sont pas pratiquement réalisables. Ainsi, afin de représenter les vitesses à ces niveaux, il faut les estimer par extrapolation.
    - Les valeurs les plus proches, les vitesses près du radier ont été extrapolées en utilisant la théorie de la turbulence de Von Karman selon la relation suivante (NF EN ISO 748, Bertrand-Krajewski *et al*. 2000) :

$$V_{ix} = V_{id}\left(\frac{h_{ix}}{d_i}\right)^{1/\alpha_k} \quad \textbf{(5-15)}$$

avec V_{ix} : vitesse extrapolée en un point situé à la distance h_{ix} du radier sur la verticale i ;

V_{id} : vitesse ponctuelle mesurée à la distance d_i du radier sur la verticale i ;

α_k : coefficient numérique empirique, qui est égal à 7 pour le béton brut.

- On fait l'hypothèse que la vitesse extrapolée près de la surface V_{is} est donnée par la tangente à la courbe des vitesses au point de mesure le plus proche de la surface. Cette extrapolation a été effectuée empiriquement à partir de l'allure du profil vertical de vitesse. On ajoute donc sur chaque verticale ces valeurs : le couple correspondant à la vitesse nulle au radier : (h_{i0}, V_{i0}) = (0, 0) ; le couple correspondant à la vitesse extrapolée à la distance h_{ix} près du radier : (h_{ix}, V_{ix}) et le couple correspondant à la vitesse extrapolée à la surface : (h_i, V_{is}).
- Toutes les vitesses sont considérées comme étant nulles au niveau de la paroi.

- En disposant de toutes ces données, on procède à l'extrapolation de la zone extérieure de la zone initialement interpolée sur toute la section mouillée.

Pour que les iso-contours de vitesses tracés donnent une bonne représentativité des mesures effectuées, ces opérations ont été uniquement appliquées à des expérimentations où le nombre de profils est égal ou supérieur à 3.

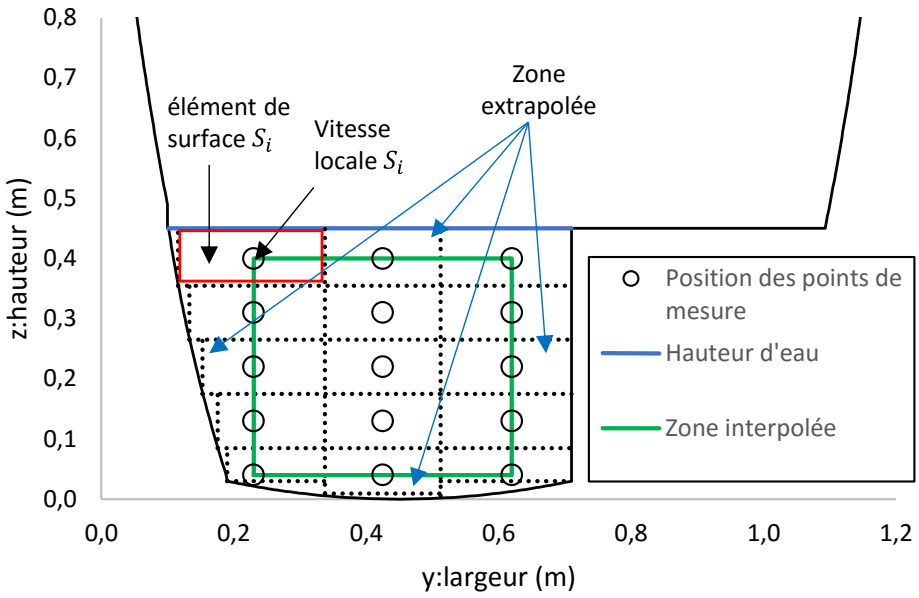
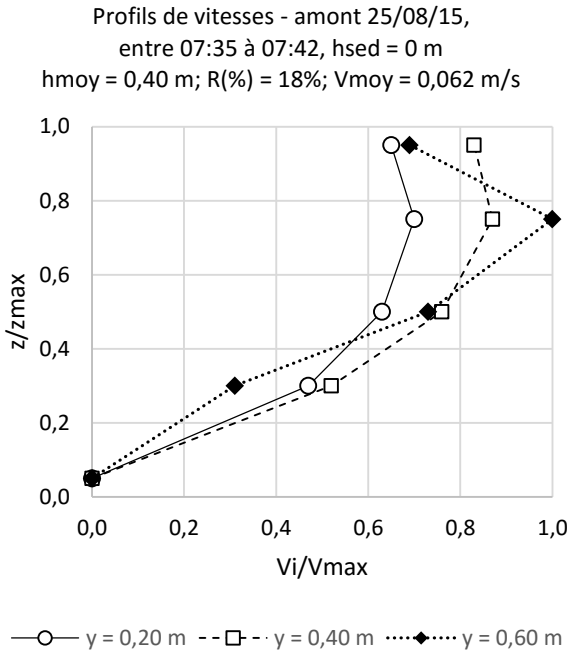
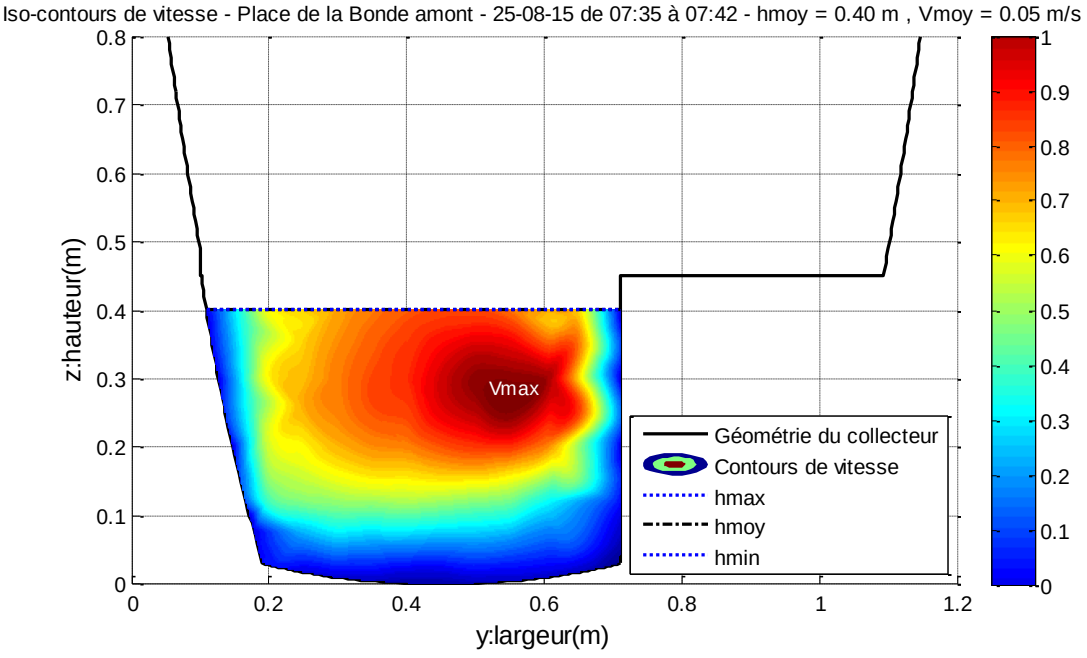


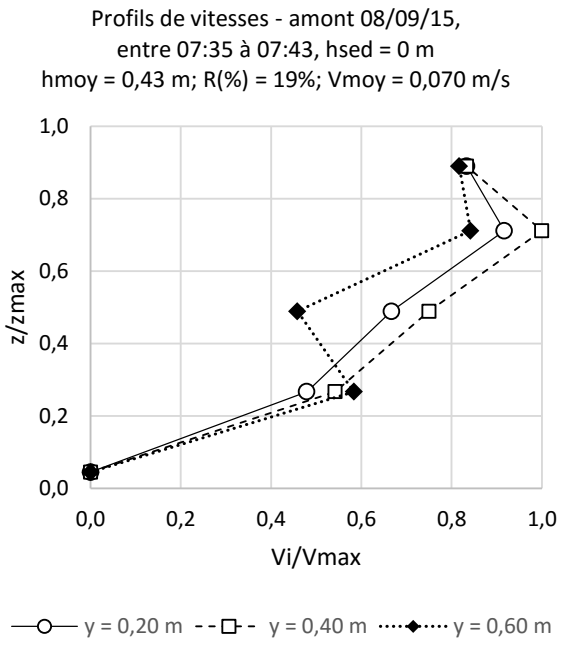
Figure 5-2 : Méthode de calcul du débit de la vitesse moyenne dans toute la section mouillée et de l'obtention de la représentation graphique de champs de vitesse.

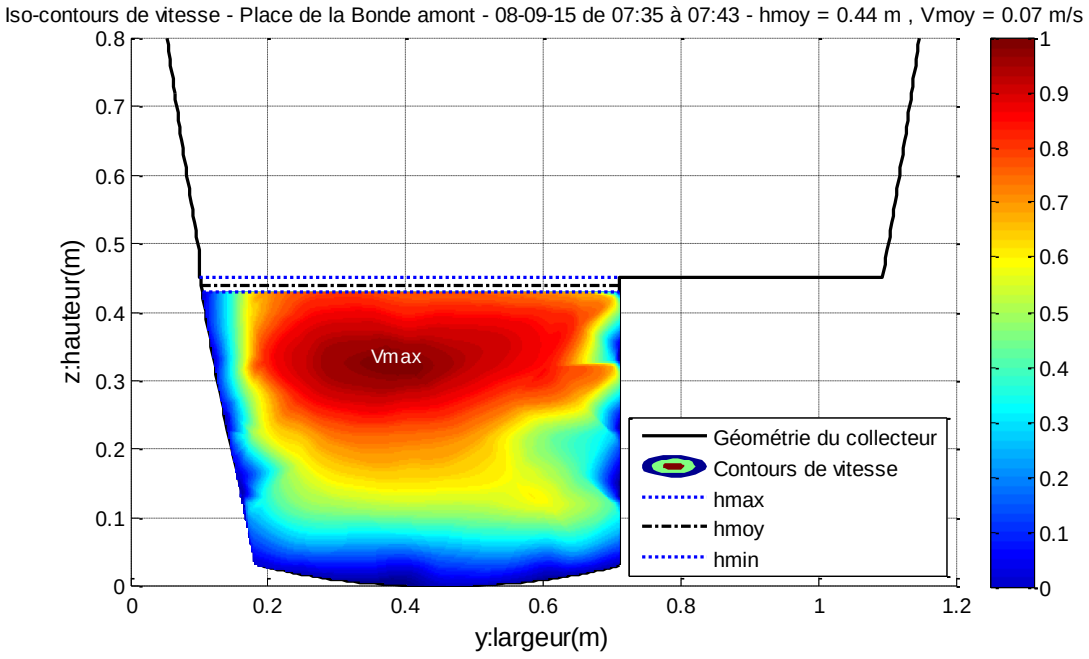
5.6 Annexe 6 : Profils et iso-contours de vitesses amont et aval



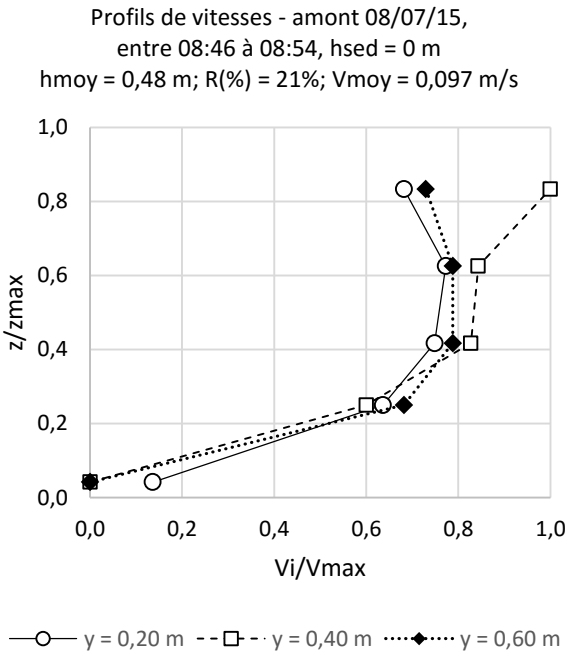


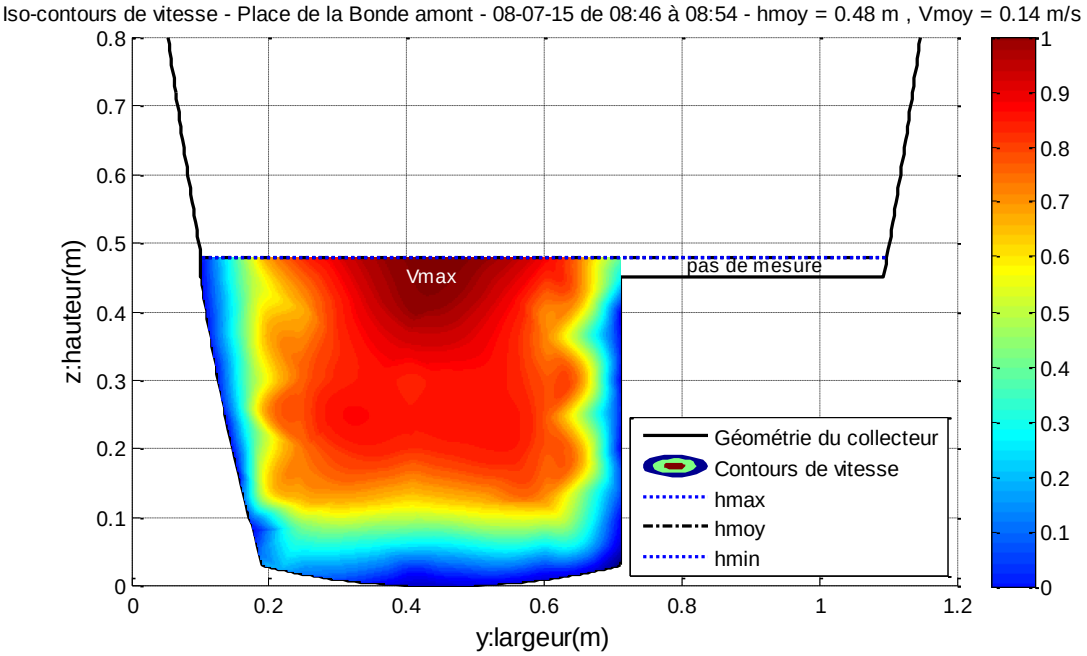
(a)


Profils de vitesses - amont 08/09/15,
entre 07:35 à 07:43, hsed = 0 m
hmoy = 0,43 m; R(%) = 19%; Vmoy = 0,070 m/s
z/zmax
Vi/Vmax
y = 0,20 m
y = 0,40 m
y = 0,60 m

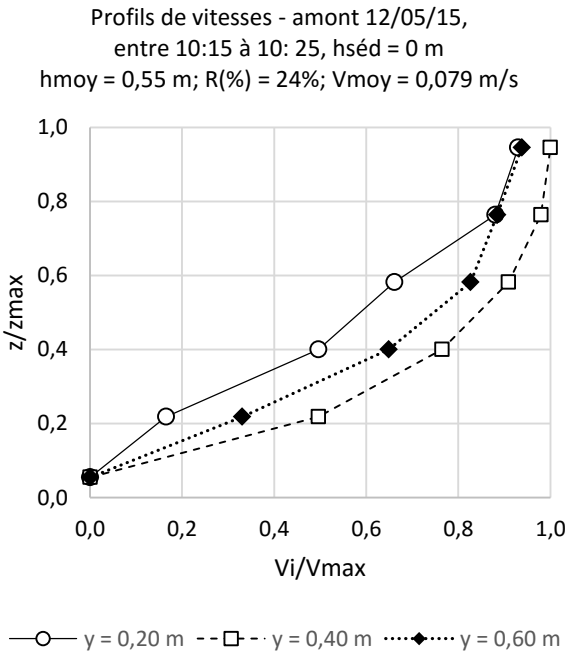

Iso-contours de vitesse - Place de la Bonde amont - 08-09-15 de 07:35 à 07:43 - hmoy = 0.44 m , Vmoy = 0.07 m/s
z:hauteur(m)
y:largeur(m)
Vmax
Géométrie du collecteur
Contours de vitesse
hmax
hmoy
hmin

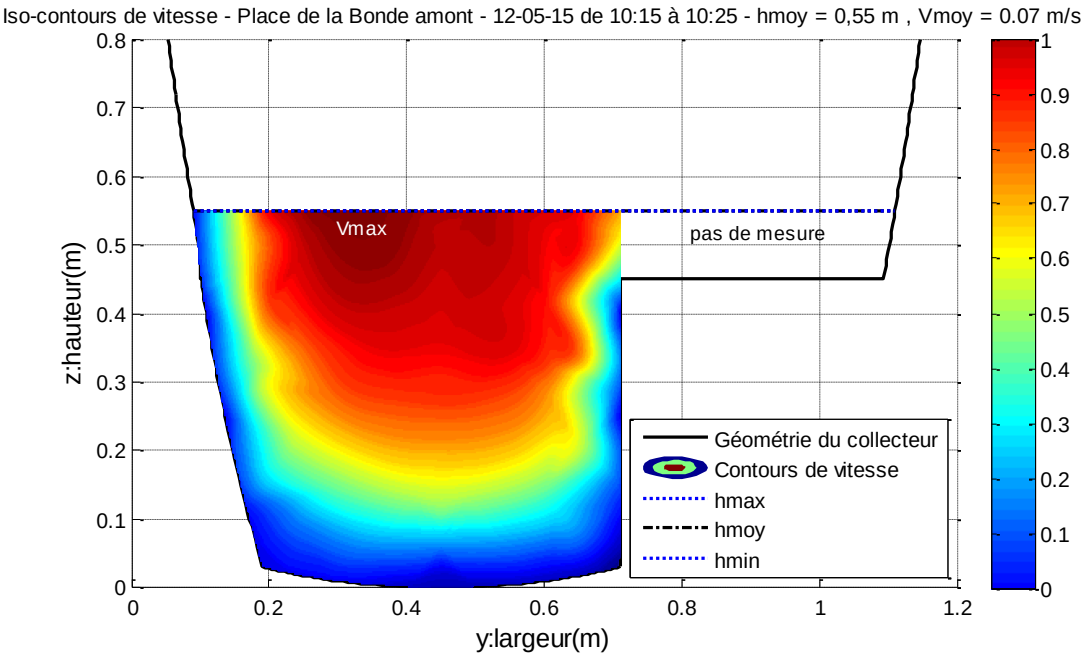
(b)


Profils de vitesses - amont 08/07/15,
entre 08:46 à 08:54, hsed = 0 m
hmoy = 0,48 m; R(%) = 21%; Vmoy = 0,097 m/s
z/zmax
Vi/Vmax
y = 0,20 m
y = 0,40 m
y = 0,60 m

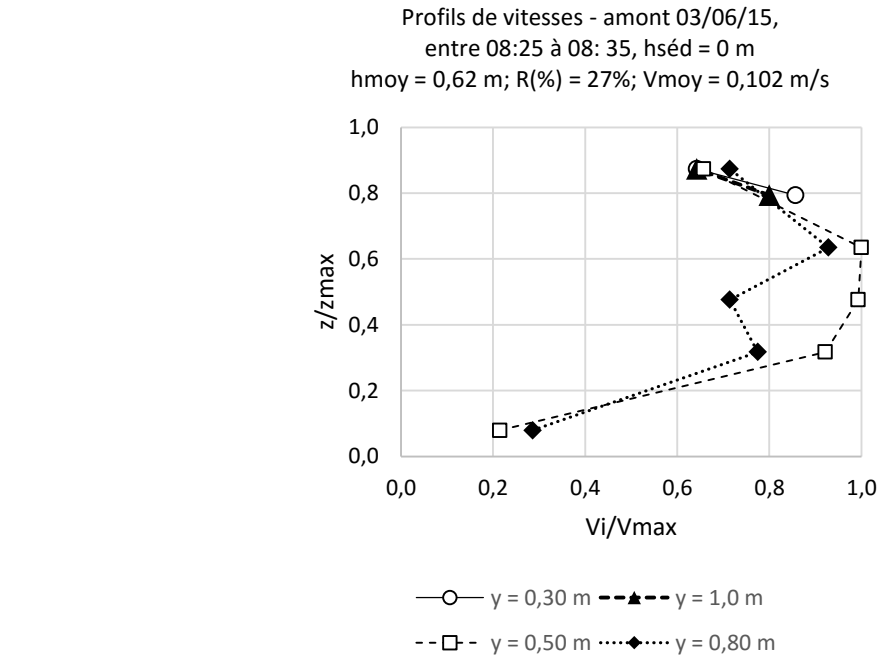

Iso-contours de vitesse - Place de la Bonde amont - 08-07-15 de 08:46 à 08:54 - hmoy = 0.48 m , Vmoy = 0.14 m/s
z:hauteur(m)
y:largeur(m)
Vmax
pas de mesure
Géométrie du collecteur
Contours de vitesse
hmax
hmoy
hmin

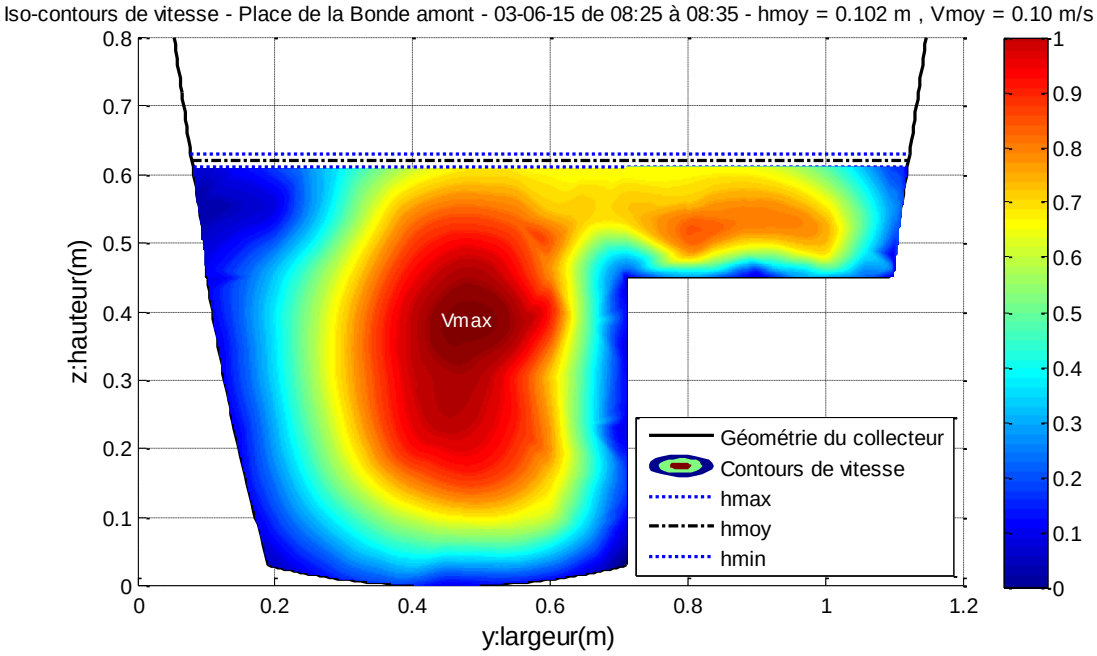
(c)


Profils de vitesses - amont 12/05/15,
entre 10:15 à 10: 25, hséd = 0 m
hmoy = 0,55 m; R(%) = 24%; Vmoy = 0,079 m/s
z/zmax
Vi/Vmax
y = 0,20 m
y = 0,40 m
y = 0,60 m

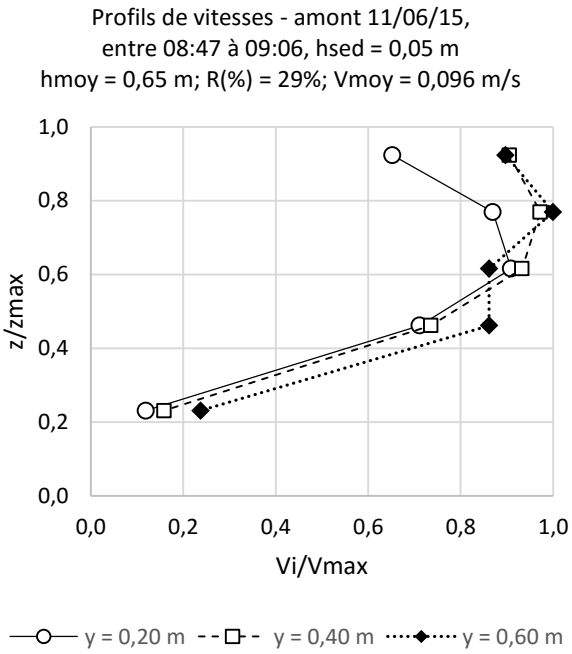

Iso-contours de vitesse - Place de la Bonde amont - 12-05-15 de 10:15 à 10:25 - hmoy = 0,55 m , Vmoy = 0.07 m/s
z:hauteur(m)
y:largeur(m)
Vmax
pas de mesure
Géométrie du collecteur
Contours de vitesse
hmax
hmoy
hmin

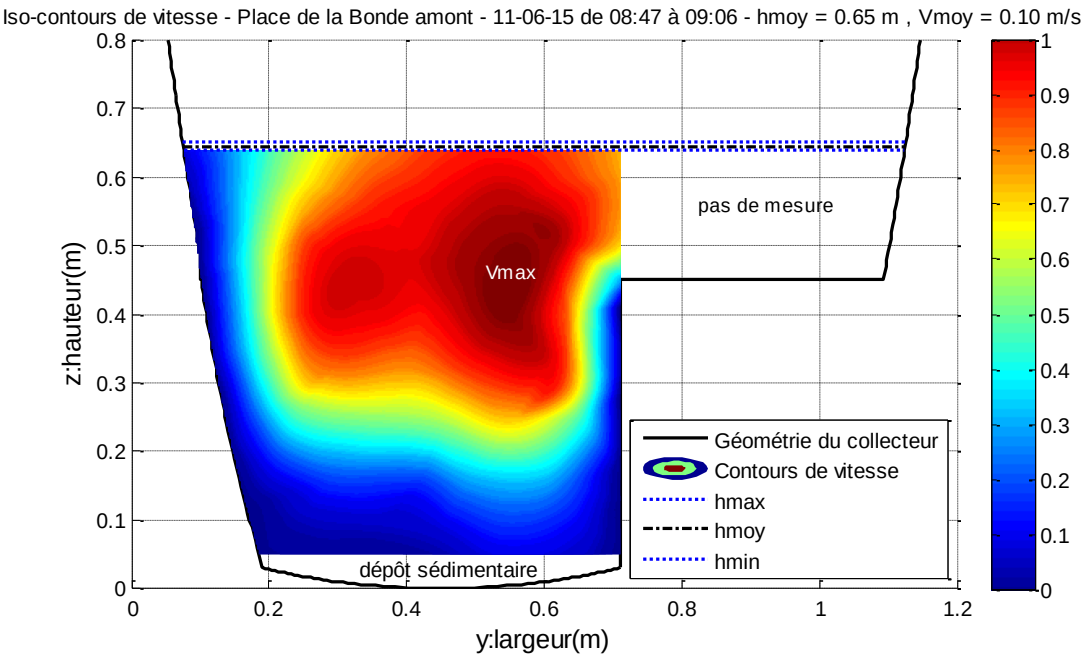
(d)


Profils de vitesses - amont 03/06/15,
entre 08:25 à 08: 35, hséd = 0 m
hmoy = 0,62 m; R(%) = 27%; Vmoy = 0,102 m/s
z/zmax
Vi/Vmax
y = 0,30 m
y = 1,0 m
y = 0,50 m
y = 0,80 m


Iso-contours de vitesse - Place de la Bonde amont - 03-06-15 de 08:25 à 08:35 - hmoy = 0.102 m , Vmoy = 0.10 m/s
z:hauteur(m)
y:largeur(m)
Vmax
Géométrie du collecteur
Contours de vitesse
hmax
hmoy
hmin

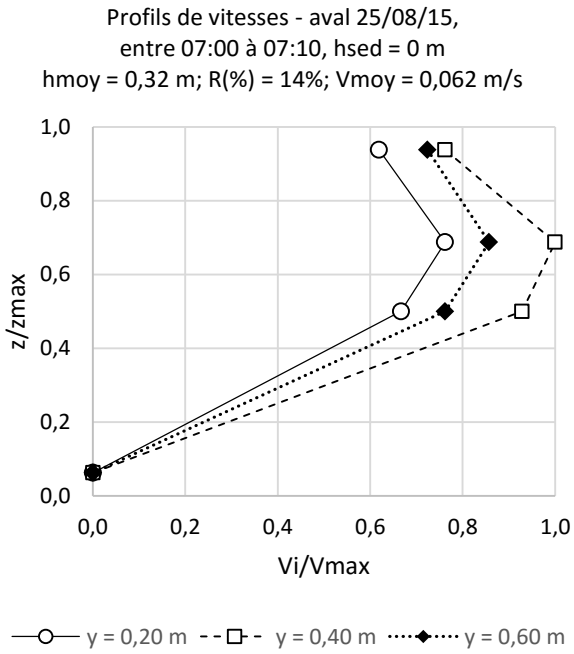
(e)

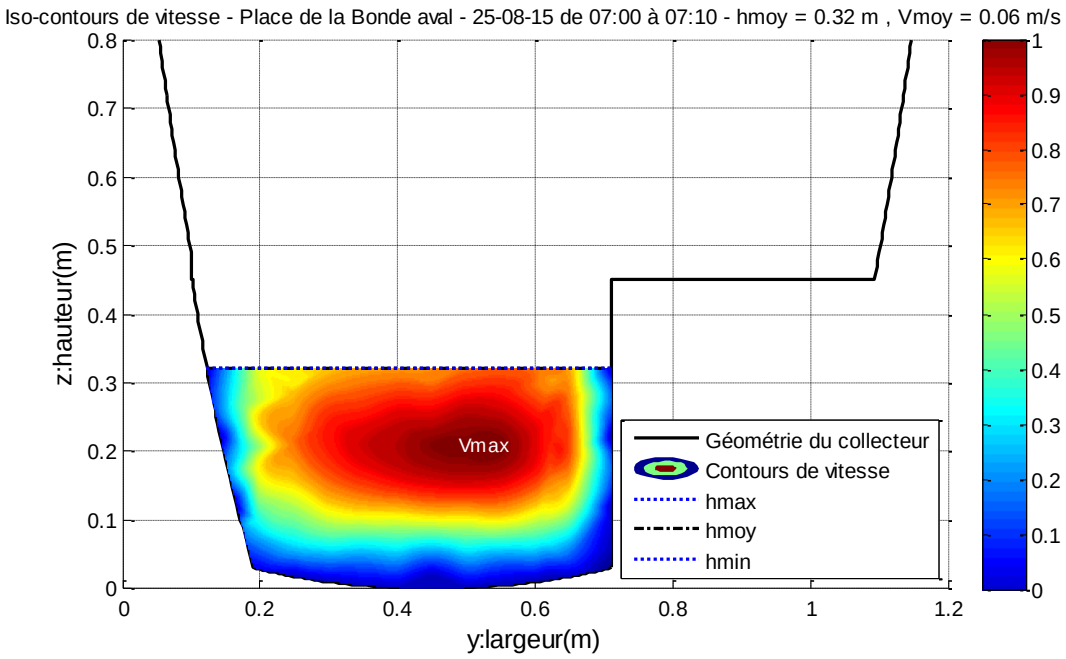




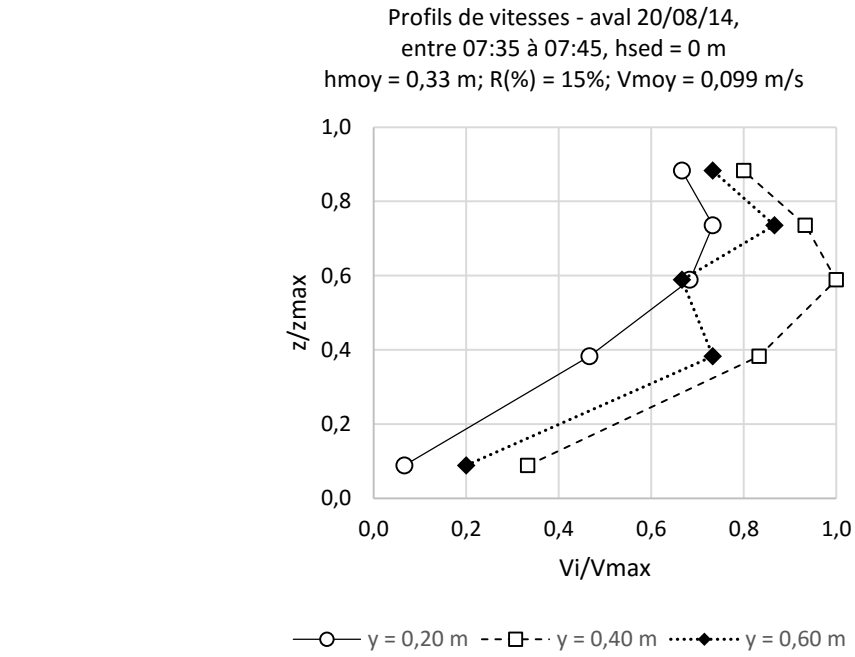
(f)

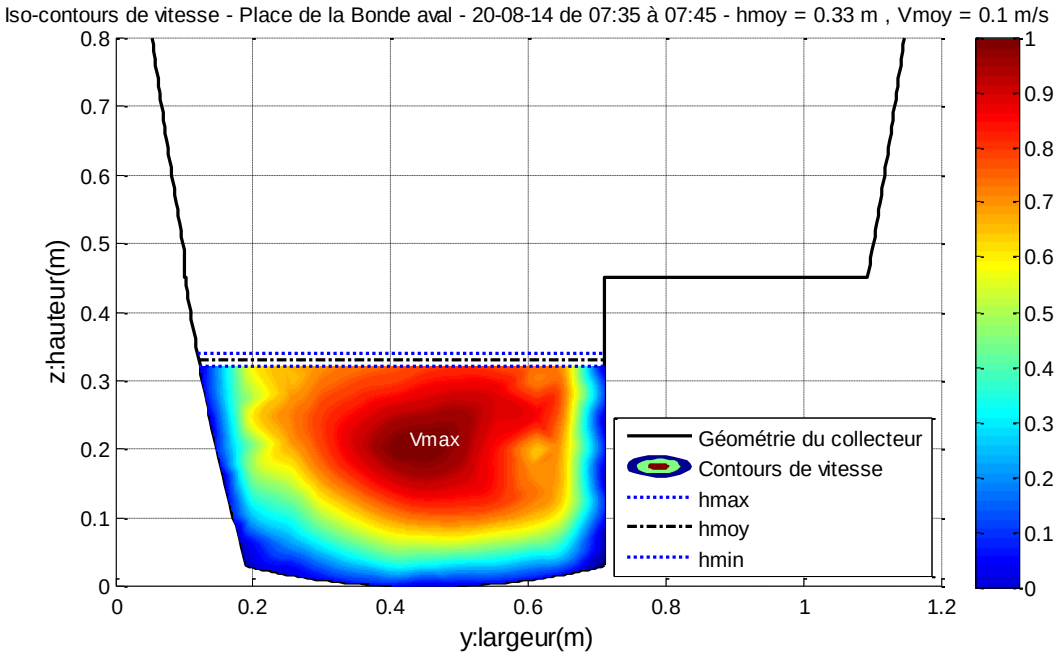
Figure 5-3 : Champs de vitesse amont (gauche : profils, droite : iso-contours colorés)


Profils de vitesses - aval 25/08/15,
entre 07:00 à 07:10, hsed = 0 m
hmoy = 0,32 m; R(%) = 14%; Vmoy = 0,062 m/s
z/zmax
Vi/Vmax
y = 0,20 m
y = 0,40 m
y = 0,60 m

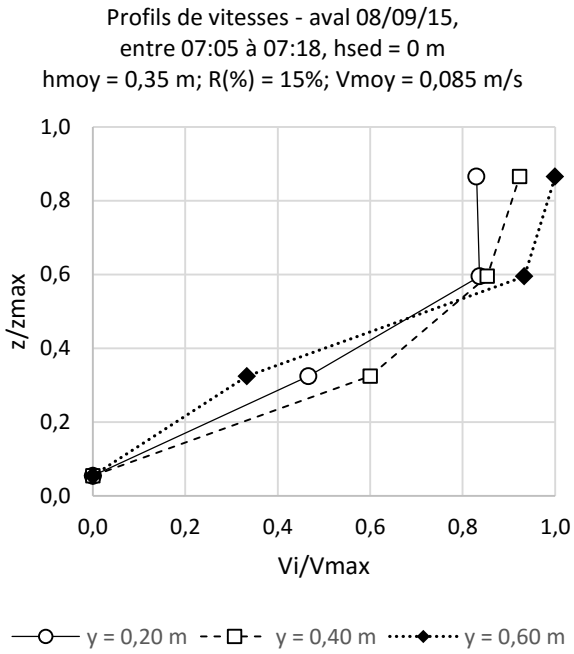

Iso-contours de vitesse - Place de la Bonde aval - 25-08-15 de 07:00 à 07:10 - hmoy = 0.32 m , Vmoy = 0.06 m/s
z:hauteur(m)
y:largeur(m)
Vmax
Géométrie du collecteur
Contours de vitesse
hmax
hmoy
hmin

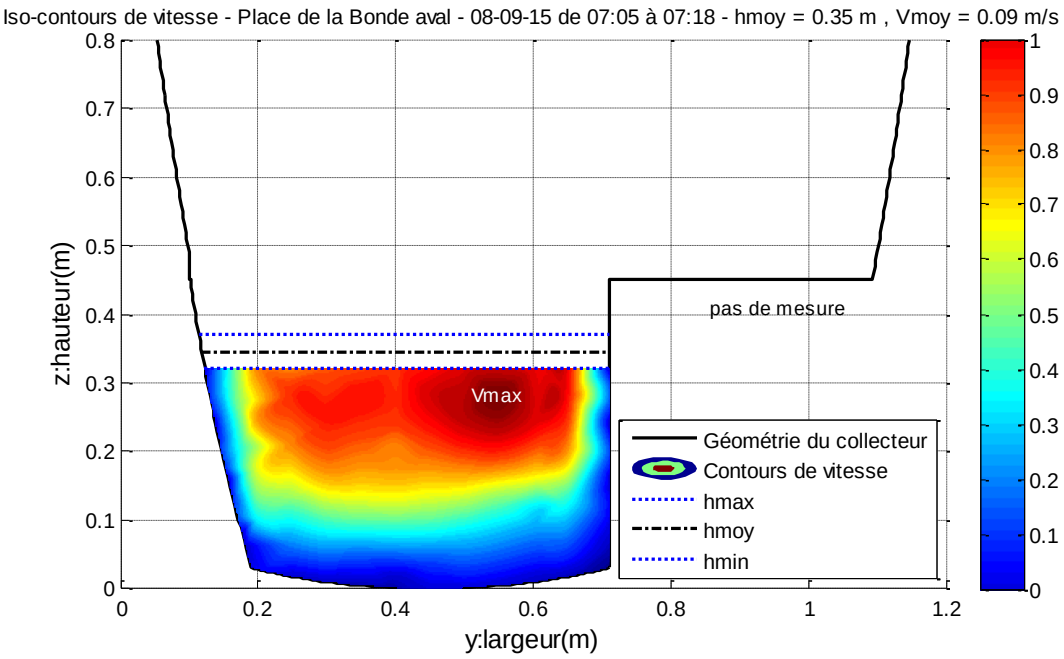
(a)


Profils de vitesses - aval 20/08/14,
entre 07:35 à 07:45, hsed = 0 m
hmoy = 0,33 m; R(%) = 15%; Vmoy = 0,099 m/s
z/zmax
Vi/Vmax
y = 0,20 m
y = 0,40 m
y = 0,60 m

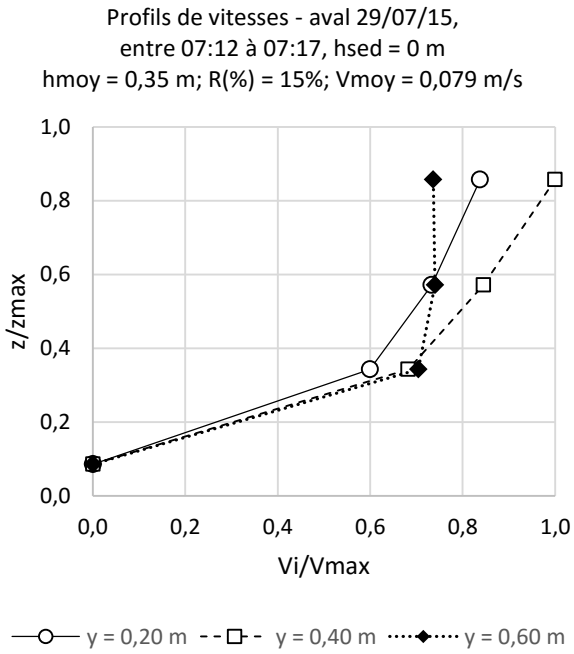

Iso-contours de vitesse - Place de la Bonde aval - 20-08-14 de 07:35 à 07:45 - hmoy = 0.33 m , Vmoy = 0.1 m/s
z:hauteur(m)
y:largeur(m)
Vmax
Géométrie du collecteur
Contours de vitesse
hmax
hmoy
hmin

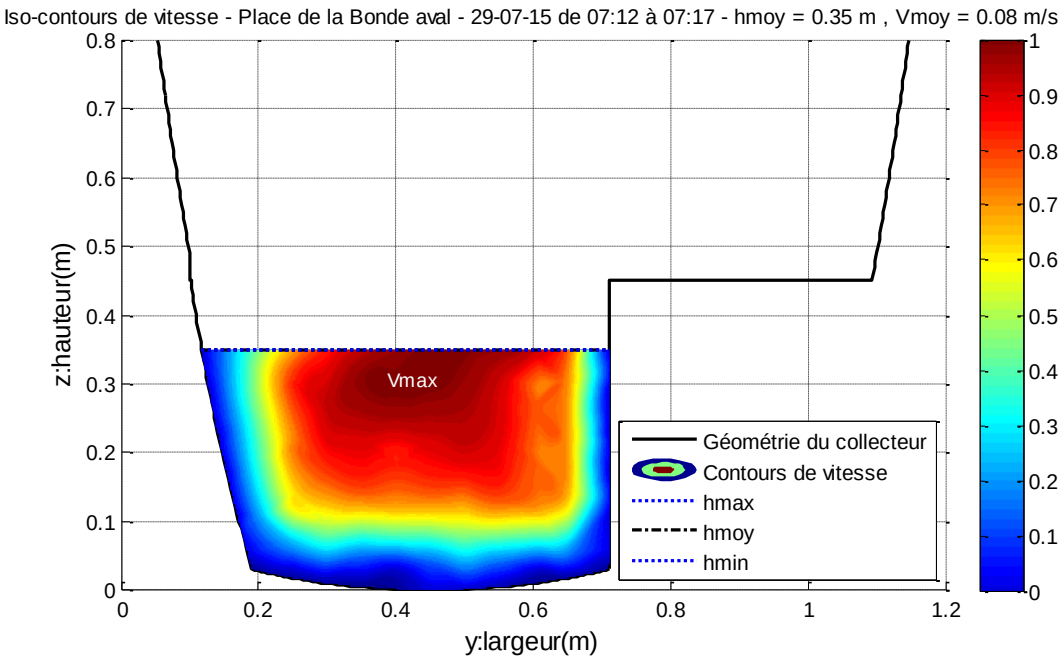
(b)


Profils de vitesses - aval 08/09/15,
entre 07:05 à 07:18, hsed = 0 m
hmoy = 0,35 m; R(%) = 15%; Vmoy = 0,085 m/s
z/zmax
Vi/Vmax
y = 0,20 m
y = 0,40 m
y = 0,60 m

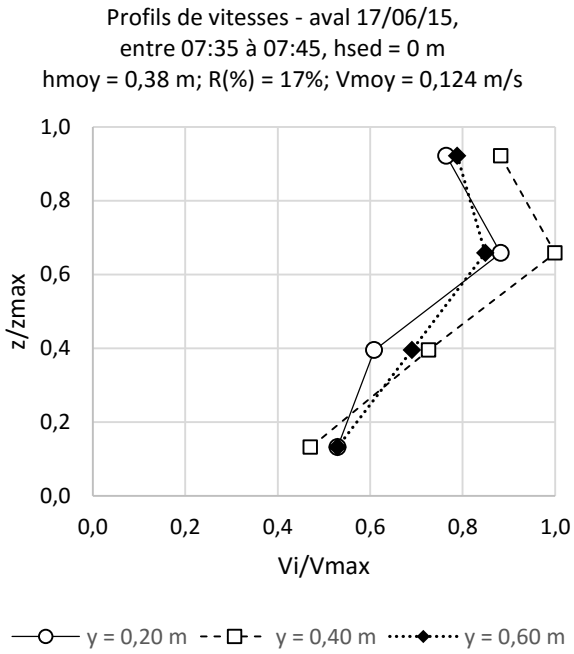

Iso-contours de vitesse - Place de la Bonde aval - 08-09-15 de 07:05 à 07:18 - hmoy = 0.35 m , Vmoy = 0.09 m/s
z:hauteur(m)
y:largeur(m)
pas de mesure
Vmax
Géométrie du collecteur
Contours de vitesse
hmax
hmoy
hmin

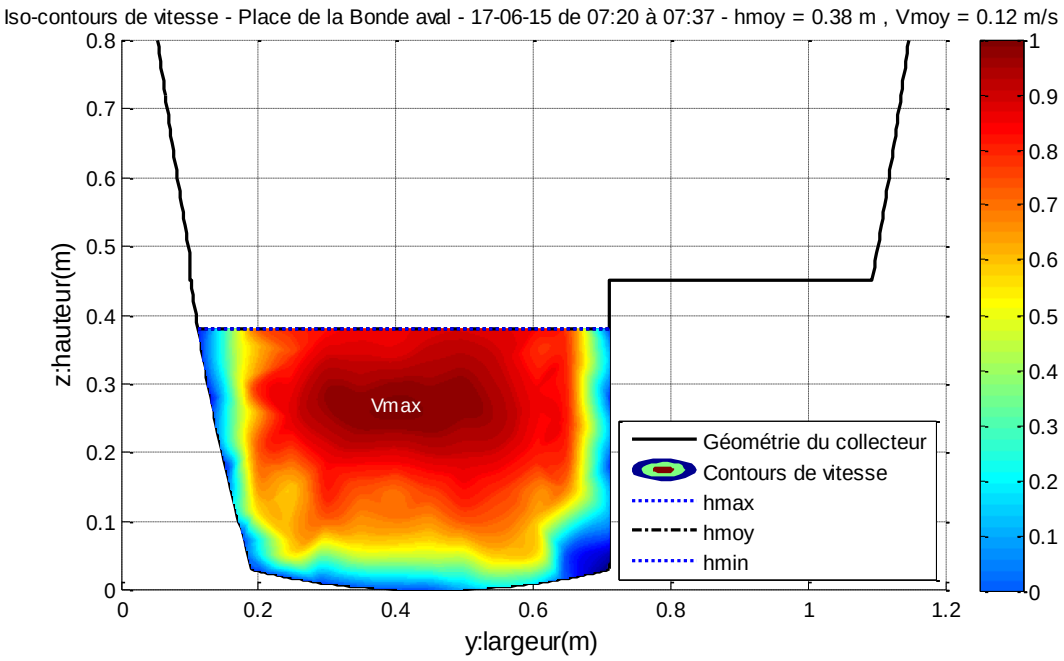
(c)


Profils de vitesses - aval 29/07/15,
entre 07:12 à 07:17, hsed = 0 m
hmoy = 0,35 m; R(%) = 15%; Vmoy = 0,079 m/s
z/zmax
Vi/Vmax
y = 0,20 m
y = 0,40 m
y = 0,60 m

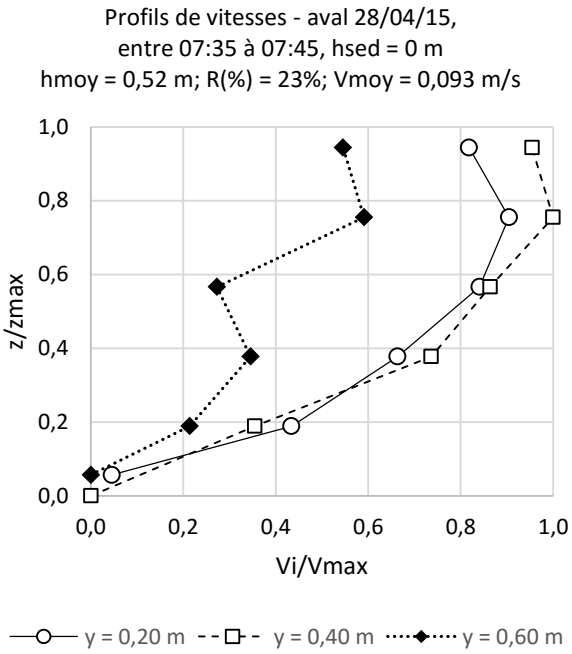

Iso-contours de vitesse - Place de la Bonde aval - 29-07-15 de 07:12 à 07:17 - hmoy = 0.35 m , Vmoy = 0.08 m/s
z:hauteur(m)
y:largeur(m)
Vmax
Géométrie du collecteur
Contours de vitesse
hmax
hmoy
hmin

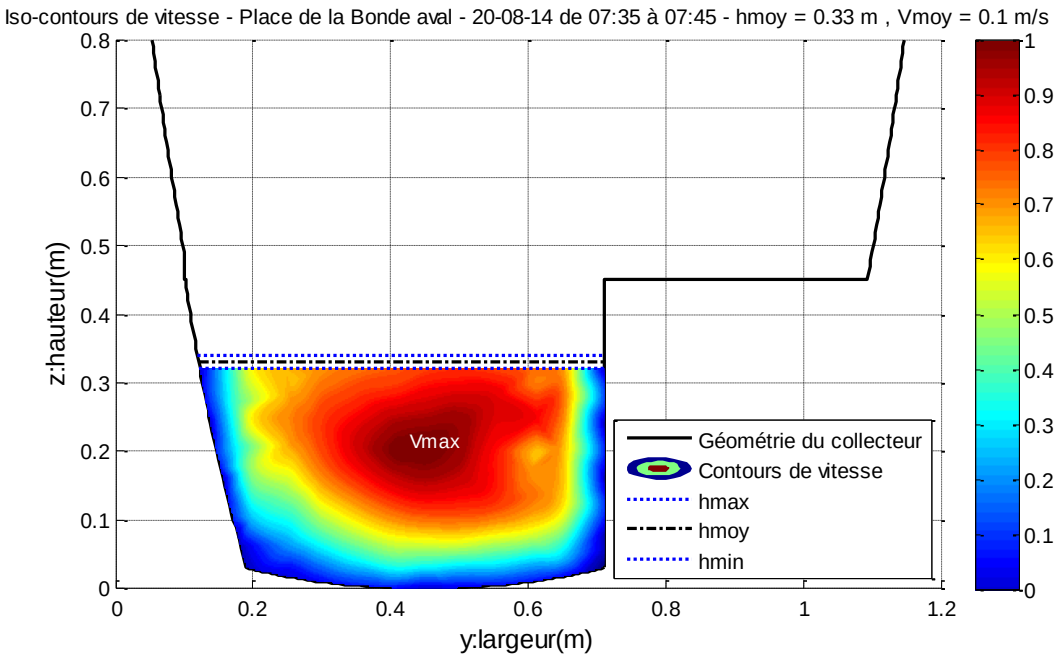
(d)


Profils de vitesses - aval 17/06/15,
entre 07:35 à 07:45, hsed = 0 m
hmoy = 0,38 m; R(%) = 17%; Vmoy = 0,124 m/s
z/zmax
Vi/Vmax
y = 0,20 m
y = 0,40 m
y = 0,60 m


Iso-contours de vitesse - Place de la Bonde aval - 17-06-15 de 07:20 à 07:37 - hmoy = 0.38 m , Vmoy = 0.12 m/s
z:hauteur(m)
y:largeur(m)
Vmax
Géométrie du collecteur
Contours de vitesse
hmax
hmoy
hmin

(e)





(f)

Figure 5-4 : Champs de vitesse aval (gauche : profils, droite : iso-contours colorés)

5.7 Annexe 7 : Coût d'analyses des principaux paramètres de pollution des échantillons de campagne sur 24h au laboratoire LEE de l'IFSTTAR (en 2015)

Tableau 5-2: Coût d'analyses pour une campagne sur 24h

		€ HT	Nombre	€ HT
	prise en charge	6	24	144
Paramètre	MES	13	24	312
	DCO	15	24	360
	NH_4	8	24	192
	Cl-	8	24	192
	NO3-	8	24	192
	SO4-	8	24	192
	PO4-	8	24	192
	ICP-AES (forfait): Ca2+, Mg2+, Na+, K+	45	24	1080
	Frais de personnel		52,9%	1511
	Total hors frais de personnel		47,1%	1345
	Grand total		€ HT	2856

UNIVERSITE BRETAGNE LOIRE

UNIVERSITÉ DE NANTES

Thèse de Doctorat

Jean Jacques RANDRIANARIMANANA

Etude expérimentale de la représentativité spatiale des vitesses et des polluants particulaires en réseau d'assainissement

Experimental study of the spatial representativeness of velocity and particular pollutants in wastewater system

Résumé

La bonne gestion des réseaux d'assainissement est un élément essentiel pour répondre à des objectifs techniques, environnementaux et réglementaires. Elle nécessite de mieux connaître les charges polluantes déversées aux échelles événementielle et annuelle, d'améliorer le fonctionnement et la gestion des réseaux pour, à terme, minimiser les rejets non traités. Cette thèse a pour objectif d'étudier l'influence d'une singularité, en l'occurrence une confluence, sur la représentativité spatiale et temporelle des vitesses et des solides en amont et en aval de la branche principale, afin d'améliorer la compréhension de la dynamique des polluants dans les réseaux d'assainissement. Pour cela, on a combiné des études sur le suivi en continu du débit et des paramètres de qualité des eaux usées avec des études de champs de vitesses et de concentrations. On a montré que l'apport de la branche latérale a une influence sur l'hydraulique, ainsi que la répartition spatiale de vitesses et de concentrations amont et aval. Les échantillonnages de vitesses par temps sec ont montré la présence de la vitesse maximale en dessous de la surface libre. Pour les solides, on a noté des gradients verticaux de concentrations indiquant la présence de la couche dense au fond ou à l'interface eau-sédiment. Les gammes de pH, de conductivité et de turbidité, ainsi que les flux de concentrations de divers paramètres polluants (MES, DCO, cations et anions majeurs) ont été déterminés. On a montré l'effet de la variabilité de la vitesse d'écoulement sur la croissance du biofilm en réseaux.

Mots clés
Réseaux d'assainissement, représentativité spatiale, vitesse, matières en suspension, qualité des eaux usées, biofilm

Abstract

The good management of wastewater systems is essential to meet the technical, environmental and regulatory. It requires better understanding of the pollutant loads discharged to the event and annual scales, to improve the operation and management of networks to ultimately minimize untreated emissions. This thesis aims to study the influence of a singularity, namely a confluence, on the spatial and temporal representativeness of velocity and solid upstream and downstream of the main branch, to improve understanding the dynamics of pollutants in wastewater systems. For this, combined studies on continuous monitoring of the flow and quality parameters of wastewater with the study of repartition of velocity and concentrations. It has been shown that the contribution of the side branch has an influence on the hydraulic and the spatial distribution of both upstream and downstream velocity and concentrations. Sampling of velocity on dry weather showed the presence of the maximum velocity below the free surface. For solids, it has been noted vertical gradients of concentrations indicating the presence of the dense layer at the bottom or at the water-sediment interface. The pH ranges of conductivity and turbidity and flow concentrations of various pollutants parameters (SS, COD, major cations and anions) were determined. It has been shown the effect of the variability of the flow velocity on the growth of biofilm in sewer networks.

Key Words
Wastewater system, spatial representativeness, velocity, suspended solids, wastewater quality, biofilm