



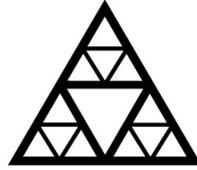
OPUR : Observatoire des Polluants Urbains

OPUR 3 - THEME 5 – ACTION 5.1.

**APPORT DE LA MESURE EN CONTINU POUR LA GESTION
DE LA QUALITE DES EFFLUENTS DE TEMPS DE PLUIE EN
RESEAU D'ASSAINISSEMENT**

*Rapport final
Thèse de doctorat de Céline Lacour
Novembre 2009*





École des Ponts
ParisTech

UNIVERSITÉ —
— PARIS-EST

Mémoire de thèse présenté pour l'obtention du titre de
DOCTEUR DE L'UNIVERSITE PARIS-EST
Spécialité : Sciences et Techniques de l'Environnement
Ecole Doctorale Ville et Environnement

Apport de la mesure en continu pour la gestion de la qualité des effluents de temps de pluie en réseau d'assainissement

Par

Céline LACOUR

A soutenir le 3 novembre 2009 devant le jury composé de :

Philippe BELLEUDY

Rapporteur

Jean-Luc BERTRAND-KRAJEWSKI

Rapporteur

Eric PARENT

Examineur

Manfred SCHÜTZE

Examineur

Ghassan CHEBBO

Directeur de thèse

Claude JOANNIS

Co-directeur de thèse

Apport de la mesure en continu pour la gestion de la qualité des effluents de temps de pluie en réseau d'assainissement

Résumé

L'objectif de ce travail de thèse est de démontrer qu'il est possible d'utiliser des mesures en continu de turbidité pour suivre la pollution particulaire dans les réseaux d'assainissement et d'évaluer l'apport de ces mesures pour la gestion des réseaux en temps réel ou en temps différé.

Dans une première partie, la mise en œuvre de la mesure en continu de turbidité est décrite. Les éléments principaux contribuant à l'incertitude sont identifiés et des méthodes de calcul des incertitudes adaptées sont proposées. Les questions de fiabilité et de représentativité de la mesure de turbidité sont traitées et aboutissent à des solutions d'installation des sondes *in situ* et à des protocoles de suivi et de maintenance. Enfin, les perturbations affectant le signal sont quantifiées et des méthodes de filtrage sont comparées.

La deuxième partie est consacrée à l'analyse du comportement de la turbidité à partir des données acquises sur deux sites du réseau unitaire parisien en 2006. 80 événements pluvieux sont décrits par leurs concentrations moyennes et maximales et par leurs courbes de distribution masse/volume. Ces critères ont été intégrés dans des typologies qui ont ensuite été mises en relation avec des paramètres de débit et de durée de temps sec ayant précédé l'événement. Cette analyse permet de caractériser la variabilité de façon détaillée. La variabilité de la décantabilité des particules a été également étudiée à partir de données provenant de bassins de décantation.

Enfin, deux applications sont proposées. La première est une évaluation en temps différé de flux de polluants. Deux modes d'exploitation de prélèvements d'échantillons réalisés sur un nombre fixé d'événements pluvieux sont comparés. L'un n'utilise que les résultats d'analyses des échantillons au laboratoire pour établir une concentration moyenne. L'autre utilise les prélèvements pour établir des relations entre turbidité et paramètres polluants, ensuite appliquées à des mesures en continu de turbidité.

Une seconde série d'applications porte sur l'utilisation de la turbidité pour la gestion en temps réel des flux. Deux configurations-types génériques ont été étudiées. Pour chacune, une stratégie utilisant seulement le débit est comparée à une stratégie utilisant turbidité et débit. Les simulations sont effectuées pour de larges gammes de paramétrage des configurations et avec des données réelles de débit et de turbidité en entrée du système.

Pour les applications d'évaluation de flux comme de gestion en temps réel, le gain apporté par la turbidité est chiffré et s'avère significatif.

Mots clés

Etalonnage, filtrage, flux de polluants, gestion en temps réel, incertitudes, relations de calibration, réseau unitaire, simulations, temps de pluie, turbidité.

Contribution of continuous turbidity measurements to the management of effluent quality in sewer systems during wet weather

Abstract

The purpose of this thesis is to prove the usefulness of continuous turbidity measurements for the monitoring of particulate pollution in combined sewer systems, and assess the contribution of these measurements to real-time and lagged control of sewer systems.

In the first part, the implementation of continuous turbidity measurements is described. The main uncertainties components are identified and appropriate calculation methods for the uncertainties are proposed. The issues of reliability and representativeness of turbidity measurements are treated and lead to solutions for the *in situ* installation of turbidimeters and the definition of proper monitoring and maintenance protocols. Finally, the noise which disturbs turbidity measurements is quantified, and filtering methods are compared.

The second part is devoted to the analysis of turbidity behaviour, drawing from data monitored on two sites in the combined sewer of Paris in 2006. Eighty rain events are described by their mean and maximum concentrations and by their mass/volume distribution curves. These criteria are used to define typologies, which are then linked to flow parameters and to the antecedent dry weather period of the event. This analysis leads to a detailed description of variability. The variability of the settling characteristics of the particles was also studied using data coming from sedimentation tank.

Finally two applications are developed. The first is an assessment of lagged pollutant loads. Two methods for exploiting samples taken during a fixed number of rain events are compared. The first method only uses the results of sample analysis to establish an average concentration. The second method uses samples to calibrate relationships between turbidity and pollutant parameters, which are then applied to continuous turbidity measurements.

Another group of applications deals with the use of turbidity for real time control of pollutants flows. Two kinds of configuration were studied. For each one, a strategy only using flow data is compared with a strategy using turbidity and flow data. Simulations are performed for a wide range of configuration parameters with real flow and turbidity data at the entrance of the system.

For the application of assessment of pollutants flow as well as for real time control applications, the improvement brought by turbidity was assessed and proved to be significant.

Keywords

Calibration, calibration relationships, combined sewer, filtering, pollutants loads, real time control, simulations, turbidity, uncertainty, wet weather.

Sommaire

Sommaire	5
Table des figures	10
Table des tableaux	15
Introduction générale	19
Évolution des politiques publiques en assainissement : problématiques opérationnelles	19
Problématiques scientifiques liées à la pollution particulaire dans les réseaux	21
La mesure en continu de turbidité	22
Objectifs et organisation de la thèse	24
Partie I	27
Mise en œuvre de la turbidité en réseau d'assainissement	27
Introduction	28
Chapitre 1. Approche métrologique de la mesure de turbidité	30
1. Etalonnage des turbidimètres	31
1.1. Principes généraux d'étalonnage	31
1.2. Les pratiques d'étalonnage	32
1.3. Comment tenir compte de l'incertitude sur les étalons ?	37
1.4. Réétalonnage des capteurs	41
2. Incertitude expérimentale	44
2.1. Comment mesurer l'incertitude expérimentale ?	44
2.2. Calcul de l'incertitude expérimentale à partir de données enregistrées	45
2.3. Calcul de l'incertitude totale sur les mesures de turbidité	47
3. A retenir pour un étalonnage réussi	48
Chapitre 2. Comment mesurer la turbidité in situ ?	49
1. Mesures au fil de l'eau ou mesures en dérivation	49
1.1. Choix du point de mesure et de son positionnement dans la section	49
1.2. Fiabilité du dispositif de mesure in situ	50
1.3. Fiabilité des dispositifs de mesures en dérivation	54
1.4. Récapitulatif des principales caractéristiques des dispositifs	57
2. Perturbation des mesures	58
2.1. Encrassement important des cellules optiques	58
2.2. Nettoyage des cellules optiques	60
3. Contrôle de la dérive et réglages	61
3.1. Protocole de vérification	61
3.2. Retour d'expérience	63
4. Fiabilité et représentativité des mesures en continu de turbidité	64
Chapitre 3. Stratégie d'acquisition des données et filtrage de l'information	65
1. Description des perturbations affectant le signal de turbidité	65
1.1. Echantillonnage du signal brut et du signal de référence	65
1.2. Identification des bruits	68

1.3.	Durées, amplitudes, fréquences, répartitions et impact du bruit	72
2.	Choix des filtres et méthodologie d'optimisation et de comparaison des filtres	79
2.1.	Définition des besoins	79
2.2.	Sélection de méthodes de filtrage	81
2.3.	Méthodologie de comparaison des filtres	84
3.	Evaluation des performances des filtres	87
3.1.	Optimisation des filtres paramétrés	87
3.2.	Performance des filtres	88
3.3.	Illustration pour des signaux particuliers	93
3.4.	Autres pratiques pour l'acquisition et le filtrage de données de turbidité	94
4.	Conclusions sur la redondance	96
	Conclusions de la partie I	97
	Bilan du processus de mesure	97
	Application aux sites de mesures parisiens	99
 Partie II		 103
Intérêt potentiel de la turbidité pour la gestion des flux polluants en réseau d'assainissement		103
<hr/>		
	Introduction	104
	Chapitre 4. Variabilité des concentrations de temps de pluie	105
1.	Des données de turbidité par temps de pluie abondantes et très variables	105
1.1.	Description fine du temps de pluie	105
1.2.	Variabilité inter-événementielle des concentrations moyennes et maximales	106
2.	Analyse de la variabilité des pollutogrammes de turbidité	107
2.1.	Classement des réponses de turbidité	107
2.2.	Lien entre les réponses de turbidité et des paramètres descriptifs des événements	110
2.3.	Illustration pour les événements de pointe de débit importante	111
3.	Des concentrations homogènes entre les deux sites	113
3.1.	Corrélations entre les valeurs de turbidité moyenne des 2 sites	113
3.2.	Corrélations entre les valeurs de turbidité maximales des 2 sites	113
4.	Conséquences pour la gestion des flux polluants	115
	Chapitre 5. Variabilité de la distribution de la masse de polluants dans les événements pluvieux	116
1.	Interprétation de la diversité des formes des courbes M(V) pour la gestion en temps réel	117
1.1.	Connaissance précise et détaillée de la forme des courbes M(V)	117
1.2.	Intérêt de l'utilisation des courbes M(V) pour la gestion en temps réel	120
1.3.	Répartition des courbes M(V) dans les groupes de gestion	121
2.	Absence de lien entre classification des courbes M(V) et paramètres descriptifs des événements	123
2.1.	Recherche de corrélations simples	123
2.2.	Absence de lien entre les courbes M(V) et les paramètres choisis	124
3.	Homogénéité des distributions de masse entre les deux sites	125
3.1.	Cohérence des courbes M(V)	125
3.2.	Des écarts maximaux faibles	126
4.	Evaluation du potentiel de la sélection des fractions les plus polluées	127
4.1.	Optimisation des courbes M(V)	127
4.2.	Différences entre courbes réelles et courbes optimisées	128
5.	Conséquences pour la gestion en temps réel flux polluants	131
	Chapitre 6. Variabilité du débit, de la turbidité et des flux par temps sec	132

1. Importance du temps sec dans les effluents unitaires de temps de pluie	132
1.1. Des concentrations de temps sec proches des concentrations de temps de pluie	132
1.2. Part du flux de temps sec dans les flux de temps de pluie	134
2. Variabilité des concentrations et du débit de temps sec à différentes échelles	136
2.1. Comment expliquer les cycles journaliers en concentration ?	136
2.2. Une vision plus fine de la variabilité journalière	136
2.3. Variabilité à l'échelle horaire	138
3. Variabilité des flux à l'échelle horaire	141
3.1. Dispersion très importante des cycles journaliers	141
3.2. Analyse de la variance des flux horaires moyens	143
4. Conséquences de l'importance du temps sec dans l'étude du temps de pluie	145
Chapitre 7. Intérêt potentiel de la turbidité pour la gestion des ouvrages de décantation	146
1. Typologie et mode de fonctionnement des ouvrages de stockage/décantation	146
1.1. Typologie des ouvrages	146
1.2. Deux modes de gestion : inondation ou pollution	148
1.3. Les étapes de gestion	149
2. Variabilité des phases de décantation et de vidange du bassin de décantation de Solvay	150
2.1. Présentation du bassin de Solvay	150
2.2. Illustration du fonctionnement pour 100 épisodes remplissage/décantation/vidange	152
2.3. Comportement du bassin à la fin de la décantation et pendant la vidange	154
3. Mise en évidence de la variabilité de l'efficacité de la décantation avec les mesures de turbidité	155
3.1. Variabilité des courbes de vitesses de chute	155
3.2. Variation de l'efficacité de décantation dans le bassin de Solvay	156
4. Bilan de l'utilisation de la turbidité dans la gestion des phases de décantation et de vidange	158
Conclusions de la partie II	159
Partie III	161
Evaluation des flux de MES et de DCO à partir de mesures en continu de turbidité : sensibilité aux données de calibration	161
Introduction	162
Chapitre 8. Méthodologie de calcul des flux polluants et des incertitudes associées à partir de mesures de turbidité	163
1. Origine et calcul des incertitudes	163
1.1. Intégration d'un signal échantillonné à pas de temps court	163
1.2. Calcul des incertitudes sur des valeurs intégrées	164
2. Conséquences méthodologiques des particularités des données	167
2.1. Calibration de la turbidité	167
2.2. Construction de sites synthétiques	167
2.3. Echelles temporelles, polluants et sites d'études	168
3. Constitution d'une référence	169
3.1. Objectifs et principe	169
3.2. Implémentation des deux méthodes de calcul	170
4. Appauvrissement des données de calibration	174
4.1. Implémentation	174
4.2. Cas de l'échelle événementielle	175
5. La méthode résumée en quelques lignes	175

Chapitre 9. Evaluation des flux en fonction des données de calibration	176
1. Exploitation des données de calibration	176
1.1. Variabilité inter-événementielle	176
1.2. Représentativité des sites	179
2. Calcul du flux de référence	180
2.1. Valeurs moyennes et dispersion	180
2.2. Impact des erreurs aléatoires	182
3. Sensibilité aux données de calibration	185
3.1. Absence de biais significatif	185
3.2. Dispersion et incertitudes	186
3.3. Comparaison des deux méthodes	189
4. Intérêt significatif de la turbidité pour l'évaluation des flux	192
Conclusions de la partie III	193
 Partie IV	 195
Utilisation de la turbidité dans des stratégies de gestion en temps réel des réseaux d'assainissement	195
Introduction	196
Chapitre 10. Etat de l'art sur la gestion en temps réel des réseaux d'assainissement	197
1. Travaux de recherche sur la gestion en temps réel	197
1.1. Qu'est-ce que la gestion en temps réel ?	197
1.2. Gestion fondée sur le contrôle des volumes	199
1.3. Gestion fondée sur la qualité	201
2. Enquête sur les pratiques de gestion de temps de pluie dans les réseaux d'assainissement en France	202
2.1. Mise en œuvre de l'enquête	202
2.2. Gestion des réseaux par temps de pluie	203
2.3. Attente et besoins en termes de mesures en continu de la qualité	205
3. Intégration de la turbidité dans des scénarios de GTR	207
3.1. Objectifs des scénarios de gestion	207
3.2. Principe des cas-types choisis	209
3.3. Gammes de valeurs des paramètres des scénarios	210
4. Conséquences pour la définition et le paramétrage de scénarios de gestion	213
Chapitre 11. Scénarios de gestion basés sur un système à deux entrées	214
1. Mise en œuvre du cas type des deux branches en parallèle	214
1.1. Description de la configuration	214
1.2. Données utilisées dans les simulations	215
1.3. Stratégies testées	217
2. Evaluation du gain apporté par les mesures de turbidité	219
2.1. Comparaison des stratégies pour la masse totale annuelle déversée	219
2.2. Comparaison par branche	221
2.3. Sensibilité à l'année d'étude	222
3. Introduction d'erreurs	224
3.1. Introduction d'erreurs aléatoires	224
3.2. Introduction d'erreurs systématiques	225
4. Conclusions et perspectives sur la gestion du système avec deux entrées en parallèle	227
Chapitre 12. Scénarios de gestion basés sur un bassin en parallèle	228
1. Cas idéal d'une connaissance et d'une prévision parfaite des événements pluvieux	228

1.1.	Description du cas-type	228
1.2.	Evaluation des masses et des volumes déversés avec la stratégie d'interception depuis le début	230
1.3.	Comparaison des stratégies débit et turbidité	234
2.	Utilisation des données en temps réel	239
2.1.	Mise en œuvre du cas-type	239
2.2.	Construction des stratégies utilisant la turbidité	240
2.3.	Résultats de la stratégie turbidité de choix amont/aval avec mélange intégral seul par rapport à un déversement amont unique	248
2.4.	Résultats pour le choix amont/aval avec mélange intégral et décantation	255
3.	Conclusions et perspectives relatives au cas type du bassin en parallèle	258
	Conclusions de la partie IV	260
	<i>Conclusions et perspectives</i>	263
	Retour sur le contexte et les objectifs	263
	Retour d'expérience et perspectives sur la mise en œuvre de la turbidité	264
	Principales conclusions	264
	Des pistes à explorer	265
	Evaluation en temps différé des flux polluants	265
	Utilisation de la turbidité dans des applications de gestion en temps réel	266
	Utilisation de la turbidité en ouvrage de décantation	268
	Vers une amélioration de la compréhension des phénomènes de transports solides en réseau	268
	<i>Bibliographie</i>	270
	<i>Annexes</i>	279
	<i>Annexe A : Principe des mesures de turbidité</i>	280
	<i>Annexe B : Vocabulaire et définitions spécifiques à la métrologie</i>	283
	<i>Annexe C : Liste des événements pluvieux et de leurs principales caractéristiques</i>	286
	<i>Annexe D : Fiches techniques des sites de mesure</i>	290
	<i>Annexe E : Questionnaire sur les pratiques de gestion de temps de pluie</i>	295
	<i>Annexe F : Base de données de décantation relative au bassin de Solvay</i>	299
	<i>Annexe G : Tableaux comparatifs des critères, des paramétrages des filtres et des filtres</i>	301
	<i>Annexe H : Valorisation de la recherche</i>	306

Table des figures

Figure 1 : Etapes de mise en oeuvre de la turbidité en réseau d'assainissement	29
Figure 2 : Ecart types sur les suspensions-étalons fabriqués au laboratoire à partir d'une suspension-mère de formazine	34
Figure 3 : Ecart types des répétitions de lecture par rapport au niveau de l'étalon (ramené en écart-type sur une lecture en multipliant par la racine carrée du nombre de lectures) en fonction des niveaux des valeurs étalons pour 3 laboratoires : le LEESU, le LCPC et l'INSA de Lyon	36
Figure 4 : Comparaison des dispersions des suspensions-étalons avec les dispersions de lecture	36
Figure 5 : Exemple de construction d'une courbe d'étalonnage : ajustement à un polynôme de degré 2 (LEESU, étalonnage de terrain)	38
Figure 6 : Comparaison des incertitudes d'étalonnage à 1 et 5 gammes en utilisant la méthode des moindres carrés ordinaire (Ruban & Joannis, 2008)	39
Figure 7 : Vérification du calcul des incertitudes d'étalonnage sur les exemples à 1 et 5 gammes testés au LCPC, MCO=Moindres Carrés Ordinaire (Ruban & Joannis, 2008)	40
Figure 8 : Ecart-types d'étalonnage calculés avec la méthode de Monte-Carlo pour une gamme d'étalons pour le LCPC et le LEESU (médiane des 4 étalonnages effectués au laboratoire sur les 4 turbidimètres de terrain), valeurs d'écart-types (gauche) et valeurs relatives au niveau de l'étalon (droite)	41
Figure 9 : Comparaison des étalonnages successifs d'un turbidimètre de terrain sur un site expérimental du LEESU, a, écart à la moyenne des relations d'étalonnage, b, écart-types d'étalonnage	42
Figure 10 : Comparaison deux à deux des étalonnages successifs d'un turbidimètre de terrain sur un site expérimental du LEESU : vérification de l'équivalence des étalonnages	43
Figure 11 : Schémas de principe du calcul de l'écart-type expérimental à partir de données enregistrées à pas de temps rapide pour le LCPC et le LEESU	45
Figure 12 : Ecart type total sur la mesure de turbidité, (a valeur en FAU, b valeur relative en %)	48
Figure 13 : Systèmes d'installation et de protection des sondes contre les déchets flottants, perche d'accroche (gauche, site des Quais à Paris), flotteur (milieu, site de Maxeville à Nancy), cage de mesure (droite, site de Duchesse Anne à Nantes)	51
Figure 14 : Schéma d'implantation des sondes de turbidité sur les sites des Quais et de Clichy, à gauche, coupe transversale, à droite, vue de dessus	52
Figure 15 : Système de maintien initial des sondes sur le site de Duchesse Anne à Nantes : perche articulée + poutrelle fixe	52
Figure 16 : Cardan assurant l'orientation des cellules optiques et le positionnement au centre du canal de mesure sur le site de Duchesse Anne à Nantes	53
Figure 17 : Coupe longitudinale de l'installation sur le site de Duchesse Anne à	53
Figure 18 : Principe de fonctionnement d'un site de mesure en dérivation de l'OTHU (site web http://www.graie.org/othu)	55
Figure 19 : Mesures en continu en dérivation dans un local technique sur le site de Chassieu à Lyon (INSA de Lyon – site de l'OTHU)	55
Figure 20 : Accès facilité aux appareils de mesures dans un local technique proche du point de mesure sur le site de Chassieu à Lyon (INSA de Lyon – site de l'OTHU)	56
Figure 21 : faisceau optique de mesure entre les cellules optiques (à gauche, turbidimètre de marque Mobrey (Site de Maxeville à Nancy), à droite turbidimètre de marque Ponsel (Site de Clichy à Paris)	58
Figure 22 : Exemple d'occultation des cellules optiques par des macro-déchets - Site de Clichy (LEESU, OPUR)	59
Figure 23 : Exemple de micro-encrassement avec décrochage du signal de la sonde 2 - Site de Clichy (LEESU, OPUR)	59
Figure 24 : Vérification du point haut pour les deux sondes du site des Quais entre le 4 décembre 2006 et le 18 novembre 2008	63
Figure 25 : Définition d'un capteur d'après (Ragot et al., 1990)	66
Figure 26 : Principe de construction de la chronique de référence sur le site de Duchesse Anne à Nantes	68
Figure 27 : Détermination du seuil K d'acceptation ou de rejet des couples de valeurs concordantes pour les données de Duchesse Anne	69
Figure 28 : Principe de détection et de calcul de la durée et de l'amplitude des bruits	71
Figure 29 : Distribution des durées des bruits sur le site de Duchesse Anne	72
Figure 30 : Distribution des amplitudes des bruits sur le site de Duchesse Anne	74
Figure 31 : Distribution des durées (a) et des amplitudes (b) des bruits sur le site des Quais	75
Figure 32 : Distribution du nombre de secondes bruitées dans chaque minute sur le site de Duchesse Anne	75
Figure 33 : Ecart types sur une heure des différences entre signal brut et référence à l'échelle horaire pour les deux turbidimètres du site de Duchesse Anne sur toute la période d'étude	77

Figure 34 : Distribution des moyennes horaires des écarts entre référence et signal brut sur le site de Duchesse Anne	78
Figure 35 : Représentation des valeurs des critères choisis en fonction des paramètres de seuil pour le filtre de moyenne mobile appliqué aux deux signaux de turbidité pour la classe de bruits la plus sensible de chaque critère	88
Figure 36 : Représentation des valeurs des critères choisis en fonction du filtre utilisé - Application aux deux signaux de turbidité pour la classe de bruits la plus sensible de chaque critère (Nota : les valeurs de critères de mode pour le second turbidimètre et pour la classe de bruits [1-10] sont toutes nulles exceptées pour la valeur relative à la moyenne simple)	89
Figure 37 : Evolution du critère de mode de la distribution des écarts $T_j - T_{ref}$ pour toutes les classes de bruits et pour les deux turbidimètres (T1 et T2) en fonction du filtre utilisé	90
Figure 38 : Critères de mode, de médiane et d'appartenance à la tranche [-10;10] pour les 4 classes de bruits dans le cas du filtre de moyenne pondérée en $\exp(-0,025.T)$	91
Figure 39 : Différences d'écarts-types sur 30 minutes du filtre et de la référence pour les minutes non bruitées, pour 3 filtres paramétrés, en fonction de l'écart-type sur 30 minutes de la référence, pour les minutes non bruitées ; cas du second turbidimètre	92
Figure 40 : Effet des différents filtres sur un pic réel de turbidité pour le signal du premier turbidimètre	93
Figure 41 : Effet des différents filtres sur une période bruitée pour le signal du second turbidimètre	94
Figure 42 : Exemple de filtrage et de validation du signal de turbidité à partir de données redondantes acquises au pas de temps de la minute (site des Quais)	95
Figure 43 : Principe de la mise en œuvre des mesures en continu de turbidité en réseau d'assainissement	98
Figure 44 : Bassins versants expérimentaux équipés de turbidimètres	99
Figure 45 : Ensemble des points débit/turbidité pour le site de Clichy au pas de temps de la minute, pour tout le temps de pluie de la période d'étude	106
Figure 46 : Relation entre débit moyen et turbidité moyenne pour tous les événements pluvieux de la période d'étude sur les deux sites	107
Figure 47 : Relation entre débit maximal et turbidité maximale pour tous les événements pluvieux de la période d'étude sur les deux sites	107
Figure 48 : Exemples de pollutogrammes correspondant à chacun des 4 groupes de la classification	109
Figure 49 : Cercle des corrélations pour l'ACP relative à la distribution des données dans les 4 groupes de dynamiques de réponse de turbidité	110
Figure 50 : Projection des données dans le plan principal 1-2 pour l'ACP relative à la distribution des données dans les 4 groupes de dynamiques de réponse de turbidité	111
Figure 51 : Exemple de deux réponses de turbidité très différentes pour des paramètres similaires	112
Figure 52 : Exemple de deux réponses appartenant au groupe 2 mais avec des différences d'échelles et de synchronisation par rapport au débit	112
Figure 53 : Relation entre les débits moyens des deux sites et les turbidités moyennes des deux sites pour chacun des événements pluvieux	113
Figure 54 : Relation entre les débits maximaux des deux sites et les turbidités maximales des deux sites pour chacun des événements pluvieux	114
Figure 55 : Principe de construction d'une courbe M(V)	117
Figure 56 : Tests de stratégies d'échantillonnage : conséquences sur l'allure des courbes M(V)	119
Figure 57 : Courbes M(V) relatives aux 8 événements pluvieux du mois de février 2006 pour le site de Clichy	120
Figure 58 : Distribution des courbes M(V) dans les groupes relatifs aux stratégies de gestion	122
Figure 59 : Cercle des corrélations pour l'ACP relative à la distribution des courbes M(V) dans les 3 groupes relatifs à une gestion spécifique	124
Figure 60 : Projection des données dans le plan principal 1-2 pour l'ACP relative à la distribution des courbes M(V) dans les 3 groupes relatifs à une gestion spécifique	125
Figure 61 : Maximum des valeurs absolues des écarts entre les courbes M(V) des événements communs aux deux sites	126
Figure 62 : Illustration des maximums des écarts entre les courbes M(V) pour les valeurs minimales, médianes et maximales	127
Figure 63 : Indices des différences entre courbe M(V) réelle et courbe M(V) optimisée	128
Figure 64 : Relation entre le maximum des écarts entre courbe M(V) réelle et courbe M(V) optimisée et la position du maximum pour tous les événements et pour les deux sites	129
Figure 65 : Illustration des écarts maximaux entre les courbes M(V) réelles et optimisées pour les valeurs minimales, médianes et maximales sur le site des Quais	130
Figure 66 : Courbes de turbidités classées des sites des Quais (haut) et de Clichy (bas) pour 3 mois de temps sec et pour l'ensemble des événements pluvieux	133
Figure 67 : Courbes de flux classés des sites des Quais (haut) et de Clichy (bas) pour 3 mois de temps sec et pour l'ensemble des événements pluvieux	135

Figure 68 : Amplitude des valeurs journalières de turbidité (FAU) ou de concentration (mg/l) en fonction des valeurs de débit journaliers (m ³ /s) pour les deux sites d'étude en utilisant des données en continu ou des campagnes d'échantillonnage ponctuelles	138
Figure 69 : Turbidités horaires de temps sec pour les deux sites : moyenne horaire sur toute la période d'étude - Barres d'erreurs= \pm l' écart type horaire évalué sur toute la période d'étude	138
Figure 70 : Débits horaires de temps sec pour les deux sites : moyenne horaire sur toute la période d'étude - Barres d'erreurs= \pm l' écart type horaire évalué sur toute la période d'étude	139
Figure 71 : Turbidités horaires de temps sec pour les deux sites : moyenne horaire sur toute la période d'étude, sur les 4 mois d'été et sur 9 mois d'hiver	139
Figure 72: Débits horaires de temps sec pour les deux sites : moyenne horaire sur toute la période d'étude, sur les 4 mois d'été et sur 9 mois d'hiver	140
Figure 73 : Flux normalisés horaires de temps sec pour les deux sites : moyenne horaire sur toute la période d'étude - Barres d'erreurs= \pm l' écart type horaire évalué sur toute la période d'étude	141
Figure 74 : Flux normalisés horaires de temps sec pour les deux sites : moyenne horaire sur toute la période d'étude, sur les 4 mois d'été et sur 9 mois d'hiver	142
Figure 75 : Covariance entre les variables de débit et de turbidité et importance relative par rapport au produit des moyennes à l'échelle horaire, pour toute la période d'étude sur les deux sites	143
Figure 76 : Contribution au coefficient de variation du flux des coefficients de variation du débit, de la turbidité, de la corrélation entre les deux variables à l'échelle horaire sur toute la période d'étude pour les deux sites	144
Figure 77 : Coupe longitudinale du compartiment C1 du bassin de Solvay	151
Figure 78 : Exemple d'événement de la base de données : 1=phase de remplissage ; 2=phase de décantation statique à hauteur d'eau constante ; 3=phase de vidange	153
Figure 79 : Exemple de comportement au cours des phases de décantation statique et de remise en suspension	154
Figure 80 : Relation entre concentration initiale en MES dans l'échantillon moyen et les vitesses de chute V30 et V50 pour 32 échantillons de réseaux unitaires de temps de pluie (Campagne OPUR 2 - 2004-2005)	156
Figure 81 : Lien entre la turbidité avant la décantation statique et le flux de décantation pour les 100 épisodes du bassin de Solvay	157
Figure 82 : Lien entre la valeur de turbidité avant la phase de décantation statique et celles obtenues au bout des temps 1, 2 et 3 heures pour les épisodes du bassin de Solvay	158
Figure 83 : Valeurs successives de turbidité acquises toutes les 2,3 secondes sur le site des Quais (turbidimètre 1), pendant 5 minutes	165
Figure 84 : Diagramme du principe des simulations de calcul des flux annuels de temps de pluie de référence avec les méthodes CE et CU (Lacour et al., 2009b)	172
Figure 85 : Diagramme du principe des simulations de calcul des flux annuels de temps de pluie avec un nombre d'événements échantillonnés n inférieurs au nombre maximal n _{max} pour les méthodes CE et CU (Lacour et al., 2009b)	174
Figure 86 : Base de données des relations entre paramètre polluants (en ordonnée, MES ou DCO en mg/l) et turbidité (en abscisse, en FAU), a=CB/MES ; b=CB/DCO ; c=SM/MES ; d=SM/DCO	178
Figure 87 : Paramètres de pente, d'ordonnée au centre de gravité et de coefficient de régression R ² en fonction de l'intensité des pluies échantillonnées pour les 4 paires site/PP	179
Figure 88 : Flux moyens annuels de référence de MES et de DCO (valeurs moyennes issues de toutes les simulations) calculés pour la méthode par calibration événementielle (CE) et pour la méthode par calibration globale unique (CU) pour les deux bases de données de calibration CB : Cordon-Bleu et SM : Saint-Mihiel (Lacour et al., 2009b)(sites synthétiques QCB et QSM)	181
Figure 89 : Demi-intervalle de confiance à 95 % en pourcentage des flux événementiels calculés pour une calibration de 30 événements pour les 84 événements pluvieux de l'année et pour la paire QCB/MES	181
Figure 90 : Effet des erreurs aléatoires seules sur la dispersion des flux annuels de temps de temps de pluie pour la paire QCB/MES (en pourcentage du flux moyen de référence, incertitude élargie à 95 %, demi-intervalle de confiance)	183
Figure 91 : Effet des erreurs aléatoires seules sur la dispersion du flux de l'événement pluvieux médian n°75 pour la paire QCB/MES (en pourcentage du flux événementiel, incertitude élargie à 95 %, demi-intervalle de confiance)	183
Figure 92 : Impact de l'utilisation de moins d'événements pour le calcul du flux moyen annuel de temps de pluie avec la méthode par calibration événementielle (CE) et la méthode par calibration unique globale (CU) pour les 4 paires site/paramètre polluant (Lacour et al., 2009b)	185
Figure 93 : Impact de l'utilisation de moins d'événements pour le calcul du flux de l'événement pluvieux médian n°75 avec la méthode par calibration unique globale (CU) pour les 4 paires site/paramètre polluant	186
Figure 94: Dispersion du flux de temps de pluie annuel en fonction du nombre d'événements échantillonnés pris en compte pour la méthode par calibration événementielle (a) et la méthode par calibration unique (b) ; demi-intervalle de confiance à 95 % en pourcentage du flux pour les 4 paires site/paramètre polluant (Lacour et al., 2009b)	187

Figure 95 : Dispersion du flux de l'événement pluvieux médian n°75 en fonction du nombre d'événements échantillonnés pris en compte pour la méthode par relation unique (CU) ; demi-intervalle de confiance à 95 % en pourcentage du flux pour les 4 paires site/paramètre polluant	188
Figure 96 : Dispersion des flux des événements pluvieux relatif au minimum, au 1 ^{er} quartile, à la médiane, au 2 ^{ème} quartile et au maximum des dispersions et dispersion du flux annuel de temps de pluie, en fonction du nombre d'événements échantillonnés pris en compte pour la méthode par relation unique (CU) ; demi-intervalle de confiance à 95 % en pourcentage du flux pour la paire QCB/MES	189
Figure 97 : Différences entre le flux annuel de temps de pluie moyen calculé avec la méthode CE et celui calculé avec la méthode CU sur le flux annuel de temps de pluie moyen calculé avec la méthode CE (%) en fonction du nombre d'événements échantillonnés pour les 4 paires site/paramètre polluant (Lacour et al., 2009b)	190
Figure 98 : Différences entre l'écart-type du flux annuel de temps de pluie calculé avec la méthode CE et celui calculé avec la méthode CU sur l'écart-type du flux annuel de temps de pluie calculé avec la méthode CE (%) en fonction du nombre d'événements échantillonnés pour les 4 paires site/paramètre polluant (Lacour et al., 2009b)	191
Figure 99 : Schéma de principe d'une stratégie de GTR d'après Lemoine (2004)	199
Figure 100 : Schéma de fonctionnement d'une partie du réseau d'assainissement de Saint-Malo (Gogien et al., 2004)	207
Figure 101 : Cas-type à deux entrées pour une contrainte	209
Figure 102 : Cas-type avec un bassin de stockage en parallèle	210
Figure 103 : Cas-type composé de deux branches en parallèle	214
Figure 104 : Cas-type composé de deux branches en parallèle et avec des déversements dans deux milieux naturels distincts	215
Figure 105 : Part du volume total déversé, rejeté sur la branche 1 en fonction de la contrainte (exprimée en facteur multiplicatif du débit moyen de temps sec) et du facteur d'échelle (FE) appliqué au débit du site de Clichy	216
Figure 106 : Masse annuelle totale déversée sur les deux branches selon la stratégie utilisée (débit ou turbidité) en fonction de la contrainte	219
Figure 107 : Comparaison des stratégies débit et turbidité et des stratégies débit et admission prioritaire de la branche 1 : a, différence directe de masse annuelle déversée entre les stratégies ; b, différence ramenée à la masse déversée avec la stratégie débit pour les différentes valeurs de contrainte	220
Figure 108 : Part de la masse déversée sur la branche 1 par rapport à la masse annuelle totale en fonction de la contrainte aval pour les stratégies débit, turbidité et donnant priorité à la branche 1	221
Figure 109 : Comparaison des stratégies débit et turbidité sur chaque branche : a, différences directes de masse annuelle déversée entre stratégie débit et stratégie turbidité ; b, différences ramenées à la masse déversée avec la stratégie débit pour les différentes valeurs de contrainte (gains positifs seulement)	222
Figure 110 : Comparaison des masses annuelles déversées avec la stratégie débit selon l'année d'étude, a : masse annuelle totale déversée (FAU.m ³), b : fraction de la masse totale déversée sur la branche 1	223
Figure 111 : Comparaison des stratégies débit et turbidité selon l'année d'étude, a : différence de masses annuelles totales déversées (kg), b : différence par rapport à la masse déversée avec la stratégie débit	223
Figure 112 : Introduction d'erreurs aléatoires dans les mesures de turbidité et conséquences sur le gain de la stratégie turbidité par rapport à la stratégie débit	225
Figure 113 : Introduction d'erreurs systématiques dans les mesures de turbidité et conséquences sur le gain de la stratégie turbidité par rapport à la stratégie débit	226
Figure 114 : Cas-type « bassin en parallèle » pour la configuration « prévision parfaite »	229
Figure 115 : Pourcentage de masse interceptée (masse totale transitée moins masse déversée) par rapport à la masse totale de temps de pluie ayant transité dans le réseau, pour les deux sites, avec la stratégie basique d'interception depuis le début et en fonction du volume spécifique de stockage et de la contrainte aval	231
Figure 116 : Comparaison des taux d'interception obtenus avec les simulations avec des courbes établies sur le bassin unitaire de Mantes	232
Figure 117 : Comparaison des volumes déversés obtenus par les simulations pour les deux sites et les deux paramétrages (k ; V _{spe}) de (3 ; 20) et (3 ; 50) avec les volumes déversés dans les principaux DO de la ville de Paris en 2006	233
Figure 118 : Différences directes de masses annuelles déversées (en FAU.m ³) entre la stratégie de base et la stratégie optimisée, pour les deux sites, en fonction du volume spécifique de stockage et de la contrainte aval	235
Figure 119 : Différences relatives de masses annuelles déversées entre la stratégie de base et la stratégie optimisée (en % de la masse stratégie de base), pour les deux sites, en fonction du volume spécifique de stockage et de la contrainte aval	236
Figure 120 : Evénements pluvieux explicatifs pour les différences de gains observées entre les deux sites entre stratégie d'interception depuis le début et stratégie optimisée	238
Figure 121 : Cas type « bassin en parallèle » pour la configuration avec un seuil de turbidité amont	240
Figure 122 : Cas type « bassin en parallèle » pour la configuration deux points de déversement et l'hypothèse de mélange intégral	242

Figure 123 : Cas type « bassin en parallèle » pour la configuration avec déversement aval et l'hypothèse de mélange intégral	243
Figure 124 : Efficacités annuelles de la décantation par rapport au mélange intégral seul (%) en fonction de la contrainte aval, pour différentes valeurs de coefficient de décantation ρ_{Dec} et pour différents volumes de stockage spécifique sur le site des Quais	245
Figure 125 : Efficacités annuelles de la décantation par rapport au mélange intégral seul (%) en fonction de la contrainte aval, pour différentes valeurs de coefficient de décantation ρ_{Dec} et pour différents volumes de stockage spécifique sur le site de Clichy	246
Figure 126 : Différences entre le volume déversé dans la stratégie d'interception depuis le début de l'étude théorique et le volume déversé à l'amont dans la stratégie de base, ramené au volume déversé de l'étude théorique en fonction de la contrainte et pour les différents volumes de stockage spécifiques pour les sites des Quais (P213) et de Clichy (P219)	249
Figure 127 : Partage des déversements entre amont et aval dans la stratégie permettant un choix amont/aval en fonction des valeurs de contrainte et en des volumes spécifiques de stockage	250
Figure 128 : Comparaison des stratégies pour $V_{spe}=20 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$ sur le site des Quais ; a : masses annuelles déversées (FAU.m ³) ; b : part de masse déversée à l'amont pour la stratégie turbidité de choix amont/aval ; c : différences de masses entre les stratégies ; d : différences relatives de masses par rapport à la masse déversées avec la stratégie débit (amont ou aval)	251
Figure 129 : Comparaison des stratégies pour $V_{spe}=20 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$ sur le site de Clichy ; a : masses annuelles déversées (FAU.m ³) ; b : part de masse déversée à l'amont pour la stratégie turbidité de choix amont/aval ; c : différences de masses entre les stratégies ; d : différences relatives de masses par rapport à la masse déversées avec la stratégie débit (amont ou aval)	252
Figure 130 : Gain de la stratégie choix amont/aval par rapport à la stratégie avec un unique point de déversement amont (différence de masse annuelle déversée entre la stratégie de déversement amont et celle de choix amont/aval par rapport à la masse déversée avec la stratégie amont) pour les deux sites en fonction de la contrainte (facteur k du débit moyen de temps sec) et du volume de stockage (V_{spe}) ; zone dynamique= zone pour laquelle la part amont des déversements de la stratégie choix amont/aval est comprise entre 35 et 65 %	253
Figure 131 : Comparaison des résultats obtenus en 2006, 2007 et 2008 pour la stratégie de choix amont/aval sur les sites des Quais et de Clichy pour $V_{spe}=20 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$ (différences directes de masses entre la stratégie avec l'unique point de déversement amont et celle de choix amont/aval (a), différences relatives (gain en %, b)).	254
Figure 132 : Partage des déversements entre amont et aval dans la stratégie permettant un choix amont/aval en fonction des valeurs de contrainte et du coefficient de décantation pour le volume spécifique de stockage $20 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$ sur les sites des Quais et de Clichy pour différents coefficients de décantation ρ_{Dec}	256
Figure 133 : Gain de la stratégie choix amont/aval par rapport à la stratégie avec un unique point de déversement aval avec prise en compte de la décantation (différence de masse annuelle déversée entre la stratégie de déversement aval + décantation et celle de choix amont/aval + décantation par rapport à la masse déversée avec la stratégie aval) décantation pour le volume spécifique de stockage $20 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$ sur les sites des Quais et de Clichy en fonction de la contrainte (facteur k du débit moyen de temps sec) et pour différents coefficients de décantation ρ_{Dec}	257

Table des tableaux

Tableau 1 : Sites étudiés dans la partie I	28
Tableau 2 : Exemples de protocoles d'étalonnage	33
Tableau 3 : Avantages et inconvénients de l'utilisation de solutions commerciales ou directement préparées au laboratoire	35
Tableau 4 : Etalonnages successifs sur un turbidimètre de terrain d'un site expérimental du réseau unitaire parisien (LEESU, programme OPUR)	42
Tableau 5 : Méthodologies et calcul de l'incertitude expérimentale à partir de données enregistrées	46
Tableau 6 : Exemples de dispositifs de mesures en réseau d'assainissement, mise en oeuvre pratique	54
Tableau 7 : Récapitulatif des avantages et inconvénients d'un système de mesure implanté directement en collecteur ou bien en dérivation	57
Tableau 8 : Exemple de fréquences de maintenance couramment rencontrées : nettoyages manuels et vérifications des valeurs basses et hautes de la gamme	61
Tableau 9 : Exemples de détermination de l'EMT	62
Tableau 10 : Bilan des durées de bruits supérieures ou égales à une minute (exprimées en nombre total de minutes entièrement bruitées) sur le site de Duchesse Anne, pour les deux turbidimètres	73
Tableau 11 : Définition de classes de bruits en fonction du nombre de secondes bruitées par minute sur le site de Duchesse Anne	76
Tableau 12 : Impact du bruit à l'échelle horaire	78
Tableau 13 : Exemples de quelques techniques de filtrages utilisées pour filtrer et détecter des valeurs aberrantes pour des données de débit, de hauteur d'eau ou de vitesse	82
Tableau 14 : Principales caractéristiques des sites étudiés	99
Tableau 15 : Moyennes et écarts-types des valeurs de turbidité de temps de pluie à l'échelle événementielle et des valeurs de turbidité de temps de sec à l'échelle horaire et journalière	108
Tableau 16 : Distribution des réponses de turbidité dans les 4 groupes représentatifs de la dynamique globale.	109
Tableau 17 : Caractéristiques de 4 événements illustratifs	111
Tableau 18 : Caractéristiques des courbes M(V) dans les 3 groupes selon l'échantillon considéré	122
Tableau 19 : Appartenance croisée aux 3 groupes A, B et C pour les événements communs aux deux sites	123
Tableau 20 : Valeurs statistiques des écarts maximaux entre les courbes M(V) des sites des Quais et de Clichy pour les 82 événements communs	126
Tableau 21 : Valeurs statistiques des maximums des écarts entre les courbes M(V) réelles et optimisées et indice de la position du maximum pour les deux sites	129
Tableau 22 : Comparaison des moyennes journalières de temps sec de débit et de turbidité calculées sur toute la période d'étude, avec des résultats de moyennes journalières de temps sec de débit et de concentration en MES issus du programme de recherche OPUR 2 (Gasperi et al., 2006b)	137
Tableau 23 : Coefficients de variation (écart type/moyenne) de débit et de turbidité au pas de temps horaire sur toute la période d'étude, sur les 4 mois d'été et sur les 9 mois d'hiver pour les deux sites : minimum, médiane et maximum sur 24 heures	140
Tableau 24 : Coefficients de variation (écart type/moyenne) de flux au pas de temps horaire sur toute la période d'étude, sur les 4 mois d'été et sur les 9 mois d'hiver pour les deux sites : minimum, médiane et maximum sur 24 heures	142
Tableau 25 : Typologie des ouvrages de stockage/décantation (Vazquez et al., 2009)	147
Tableau 26 : Principales valeurs de la base de données sur la décantation dans le bassin de Solvay	153
Tableau 27 : Ordre de grandeur des concentrations initiales en MES et des vitesses de chutes dans les effluents unitaires de temps de pluie d'après OPUR 2004-2005 (Gromaire et al., 2006)	155
Tableau 28 : Valeurs de turbidité après un temps de décantation fixé dans le bassin de Solvay	157
Tableau 29 : Paramètres relatifs aux relations entre turbidité et paramètres polluants (MES ou DCO) pour les bases de données de Cordon-Bleu (CB) et de Saint-Mihiel (SM) (RU*=Relation Unique globale) (Lacour et al., 2009b)	177
Tableau 30 : Médiane des paramètres des régressions linéaires entre turbidité et MES pour les 2 sites de Nantes (CB et SM) et 6 sites de la DEA 93	180
Tableau 31 : Principales valeurs statistiques de dispersion (demi-intervalle de confiance à 95 %) relatives aux 84 événements de l'année étudiée et dispersion du temps de pluie annuel pour la paire QCB/MES (méthode CU) pour 30 événements échantillonnés	182
Tableau 32 : Dispersion (demi-intervalle de confiance à 95 %) des flux de polluants annuels de temps de pluie, en fonction du nombre d'événements échantillonnés, calculée pour la méthode de concentration caractéristique (CC) et	

Table des tableaux

<i>la méthode de mesure en continu de turbidité (MCT) pour les 4 paires site/paramètre polluant et pour la méthode CE</i>	187
<i>Tableau 33 : Exemples de quelques études de systèmes de GTR</i>	200
<i>Tableau 34 : Valeurs des contraintes issues des réponses à l'enquête effectuée auprès des gestionnaires de réseaux</i>	211
<i>Tableau 35 : Valeurs de volumes spécifiques issues des réponses à l'enquête effectuée auprès des gestionnaires de réseaux</i>	212
<i>Tableau 36 : Volumes spécifiques de stockage nécessaires à une efficacité annuelle de masse interceptée pour deux valeurs de débits de fuite admis en STEP (Ruscassier et al., 1996)</i>	212
<i>Tableau 37 : Pourcentage de données (à la minute) disponible simultanément sur les deux sites dans une année</i>	215
<i>Tableau 38: Principales valeurs pour le paramétrage des cas-types</i>	229
<i>Tableau 39 : Différences de comportement entre les deux sites pour deux paramétrages fixés : quelques caractéristiques explicatives</i>	237
<i>Tableau 40 : Pourcentage de données (à la minute) disponibles dans une année</i>	239
<i>Tableau 41 : Correspondances entre seuil de turbidité (FAU) et concentration en MES (mg/l) à partir des bases de données de Nantes des sites de Cordon-Bleu et de Saint-Mihiel</i>	241
<i>Tableau 42 : Différences relatives de masse rejetée entre la stratégie de base et la stratégie utilisant un seuil de turbidité pour $V_{spe}=20 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$ et $k=3$ pour différentes contraintes de turbidité et de taux de remplissage.</i>	241
<i>Tableau 43 : Efficacité globale correspondant aux coefficients de décantation par minute ρ_{Dec} pour un temps de séjour de 1h40 des effluents dans le bassin</i>	246
<i>Tableau 44 : Bilan des configurations et des stratégies de GTR testées</i>	247
<i>Tableau 45 : Valeurs maximales de gains obtenues pour k compris entre 2,5 et 3,5, pour les deux sites (Quais= « Q » et Clichy= « C »), les différents volumes spécifiques dans le cas des simulations de prévisions parfaites de débit et de turbidité.</i>	258
<i>Tableau 46 : Valeurs maximales de gains obtenus pour k compris entre 2,5 et 3,5, pour les deux sites (Quais= « Q » et Clichy= « C »), les différents volumes spécifiques et les différentes valeurs de coefficients de décantation (la valeur entre parenthèse est la valeur de k correspondant au gain maximal) pour l'année 2006.</i>	259
<i>Tableau 47 : Base de données obtenue dans la thèse sur les sites des Quais et de Clichy, en temps sec et en temps de pluie grâce à la mesure en continu de turbidité au pas de temps de la minute</i>	269



Introduction générale

« *Croyez ceux qui cherchent la vérité, doutez de ceux qui la trouvent.* »

André Gide

Évolution des politiques publiques en assainissement : problématiques opérationnelles

Ce début de siècle est marqué par la montée en puissance des préoccupations environnementales et des questions de développement durable. Les problématiques liées à l'eau et aux milieux aquatiques sont des questions de premier plan, relayées par un cadre réglementaire de plus en plus strict. La Directive cadre européenne sur l'eau de 2000 a ainsi pour objectif le retour au bon état écologique et chimique de toutes les masses d'eau d'ici 2015 (WFD, 2000). Or, les rejets urbains par temps de pluie sont l'une des causes de dégradation des milieux naturels. De nombreuses études menées depuis les années 1970 ont démontré l'importance de la pollution qu'ils provoquent et leur impact néfaste sur les milieux aquatiques (Bromach, 2002; Diaz-Ferros *et al.*, 2002; Even *et al.*, 2004; Gromaire *et al.*, 2001; Krecji *et al.*, 1987; Saget *et al.*, 1995; US Environmental Protection Agency, 1983). En France, la maîtrise de cette pollution pluviale est devenue un enjeu crucial pour les gestionnaires de réseaux d'assainissement. La gestion des flux polluants de temps de temps de pluie est toutefois une problématique complexe qui a évolué avec le développement des réseaux d'assainissement et de leurs modes de gestion.

Les réseaux d'assainissement structurés, tels que nous les connaissons aujourd'hui, se sont développés à partir du 19^{ème} siècle sous l'impulsion des hygiénistes et à la suite des grandes épidémies de choléra de 1832 et de 1848. La priorité est alors d'évacuer les effluents hors de la ville, le plus vite possible. Au début du 20^{ème} siècle, l'assainissement urbain devient une technique urbaine encadrée par des normes techniques telles que la circulaire générale 1333. L'explosion démographique dans les zones urbaines à la fin des années 50 génère des dysfonctionnements des ouvrages causant inondations et pollution du milieu récepteur lors des événements pluvieux. Les réseaux ne peuvent plus prendre en charge le volume supplémentaire généré par temps de pluie. En effet, l'urbanisation a entraîné une imperméabilisation croissante des sols et donc, une augmentation des volumes d'eau ruisselés et des vitesses d'écoulement par temps de pluie. Le développement des réseaux séparatifs, qui séparent la collecte des eaux usées de celle des eaux pluviales, constitue une première réponse à ces problèmes. Mais les eaux pluviales, longtemps considérées comme « propres », génèrent également une pollution importante en raison du lessivage des surfaces urbaines (Gromaire-Mertz *et al.*, 1998).

Dans ce cadre, les gestionnaires des réseaux d'assainissement doivent faire face à des contraintes de gestion de plus en plus complexes. La maîtrise de la pollution des eaux pluviales doit en effet aller de pair avec la garantie de la sécurité des populations face aux risques d'inondations. Les contraintes économiques et d'espace ne permettent pas aux gestionnaires d'investir massivement dans des infrastructures qui pourraient répondre simultanément à ces deux objectifs. Ces dernières années, l'une des solutions envisagées dans de nombreux réseaux a été d'optimiser les capacités et les ressources existantes au moyen de systèmes de gestion en temps réel grâce à l'automatisation des systèmes d'assainissement et au traitement informatisé des données hydrauliques et hydrologiques. Apparue au milieu des années 60 dans les réseaux

d'assainissement, ce concept s'est surtout développé entre 1975 et 1985 grâce aux progrès de la métrologie, de l'informatique et de la simulation des écoulements par modélisation (Bachoc, 1984; Chocat, 2005; Chocat & al., 1997; Colas *et al.*, 2004; Schütze *et al.*, 2004). La gestion en temps réel permet de modifier les écoulements dans le réseau grâce à des actionneurs commandés à distance. Les actions effectuées dépendent d'une stratégie globale de contrôle et des valeurs renvoyées par les capteurs du réseau. La procédure de contrôle est élaborée pour répondre à des objectifs d'amélioration du fonctionnement du réseau et de l'état du milieu naturel récepteur, voire d'amélioration du fonctionnement de la station d'épuration. En Seine-Saint-Denis, pour de petites pluies, le remplissage des ouvrages de stockage est ainsi forcé pour éviter un déversement direct des effluents dans le milieu récepteur (Bachoc, 1984). La gestion en temps réel apparaît donc comme une réponse possible pour réduire les rejets urbains de temps de pluie. Cependant, la mise en place de tels systèmes requiert des systèmes de mesures en continu et en temps réel performants ainsi qu'une prise en compte des incertitudes (Chocat, 2005) et des progrès doivent encore être réalisés dans ce domaine.

L'amélioration de la gestion de temps de pluie suppose également de bien connaître le fonctionnement des réseaux et des flux de polluants qui y transitent. Instituée après la mise en place de la Directive européenne du 21 mai 1991 sur le traitement des eaux résiduaires urbaines, l'autosurveillance des systèmes de collecte a permis de fixer un cadre pour le contrôle et la surveillance des rejets urbains (Méradou, 2001). Ces dispositions réglementaires émanent de la loi sur l'eau du 3 janvier 1992 et de l'arrêté du 22 décembre 1994 relatif à la surveillance des ouvrages de traitement et de collecte. Cet arrêté impose à l'exploitant d'un réseau d'assainissement la mesure en continu des débits et l'estimation des charges polluantes déversées par temps de pluie en matières en suspension (MES) et demande chimique en oxygène (DCO) pour tout déversoir d'orage au droit duquel la charge de temps sec en DBO₅ (demande biologique en oxygène à 5 jours) est supérieure ou égale à 600 kg par jour. Cet arrêté a permis à la France de disposer d'une base de données sur les volumes d'effluents rejetés dans le milieu naturel au niveau des déversoirs d'orage. L'importance de l'autosurveillance a d'ailleurs été confirmée par l'arrêté du 22 juin 2007 qui remplace et renforce celui du 22 décembre 1994.

Si le suivi des débits de temps de pluie est relativement bien assuré dans le cadre de l'autosurveillance, des améliorations doivent être apportées au suivi de la qualité. L'arrêté ne demande qu'une estimation des charges polluantes déversées en MES et DCO. En général, les déversoirs d'orage sont donc uniquement équipés de débitmètres permettant l'évaluation des volumes déversés. La charge polluante déversée est ensuite estimée à partir de ces volumes multipliés par une concentration moyenne en MES ou DCO. Cette concentration moyenne est établie à partir de quelques prélèvements d'échantillons d'effluents lors de campagnes de mesures par temps de pluie. Une étude sur le bassin versant du Marais à Paris entre 1996 et 1997 a montré qu'il était nécessaire d'échantillonner une vingtaine d'événements pluvieux pour atteindre un niveau d'incertitudes de $\pm 25\%$ sur l'évaluation des flux annuels déversés en MES ou DCO (Mourad, 2005). Or, une enquête a montré que dans plus de 50 % des cas, le nombre d'événements utilisés pour évaluer les flux de polluants ne dépasse pas 5 (Gromaire *et al.*, 2002). Le nombre limité au cours d'une année des campagnes d'échantillonnage s'explique par le coût élevé de ces campagnes qui requièrent également beaucoup de personnel. Les difficultés de conservation de l'échantillon dans de bonnes conditions et les erreurs d'analyses entraînent par ailleurs des erreurs de l'ordre de 20 % sur la détermination de la concentration en MES ou DCO d'un échantillon (Maréchal, 2000).

La méthode traditionnelle de mesures des MES ou de la DCO par prélèvements d'échantillons puis analyses au laboratoire présente donc des difficultés opérationnelles dont l'une des conséquences directes est une évaluation de charges polluantes en MES et DCO affectées d'incertitudes importantes (Mourad, 2005).

Au-delà des obligations strictement réglementaires de l'autosurveillance, l'analyse en temps différé des flux transitant en divers points d'un réseau de collecte permet d'évaluer les performances du système et de mieux comprendre son fonctionnement. Les questions relatives aux mesures de la qualité en réseau d'assainissement correspondent donc à un véritable enjeu et vont être abordées dans cette thèse à travers la mesure en continu de turbidité. Cette mesure permet en effet un suivi de paramètres polluants comme les MES en continu, à pas de temps fin mais de façon indirecte. L'intérêt supplémentaire de telles mesures par rapport aux mesures de débit doit être démontré pour des applications telles que l'évaluation des flux de polluants ou la gestion en temps réel dans les réseaux en regard des objectifs de meilleure évaluation et de diminution des rejets urbains de temps de pluie.

Auparavant, la faisabilité pratique de cette mesure, souvent considérée avec méfiance par les gestionnaires de réseaux, sera étudiée en détails pour répondre aux questions de métrologie, de mise en œuvre des dispositifs en réseau et d'exploitation des mesures.

Problématiques scientifiques liées à la pollution particulaire dans les réseaux

Les matières en suspension (MES) sont des particules avec un diamètre supérieur à $0,45\ \mu\text{m}$. En général, les particules en suspension dans les réseaux sont des particules fines avec un diamètre moyen de 25 à $44\ \mu\text{m}$ (Chebbo *et al.*, 1995). Les MES causent de multiples problèmes en réseau d'assainissement. En effet, les dépôts de MES dans les collecteurs génèrent des phénomènes d'envasement, de dégradation anaérobie ou de détérioration du matériel en raison de colmatages et d'abrasion (Ashley *et al.*, 2000; Chebbo *et al.*, 1995; Maréchal, 2000). Les MES sont également reconnues comme étant le principal vecteur de la pollution dans les réseaux (Ashley *et al.*, 2005; Chebbo *et al.*, 1995). Une étude sur les bassins versants du réseau unitaire parisien a montré que les MES fixaient environ 84 % de la pollution totale en DCO, 82 % de la DBO₅ (demande biologique en oxygène à 5 jours), 74 % du cadmium, 94 % du cuivre, 97 % du plomb, 88 % du zinc et 92 % des HAP (hydrocarbures aromatiques polycycliques) (Gasperi *et al.*, 2006a).

Le suivi de la dynamique de la pollution particulaire permettrait donc potentiellement de mieux gérer la pollution dans les réseaux d'assainissement. L'étude des MES nécessite toutefois des moyens expérimentaux lourds en termes de prélèvements. L'utilisation de dispositifs indirects de mesure comme la turbidité est une solution possible mais certains redoutent que des changements dans les relations entre paramètre polluant et paramètre optique rendent son utilisation difficile. Les caractéristiques des MES sont en effet réputées variables (Field & Sullivan, 2003; Maréchal, 2000). Cette variabilité dépend en fait de l'échelle spatiale et temporelle. D'un événement pluvieux à un autre, la taille, la densité, la capacité à la décantation, la forme ou encore la teneur en matière organique des particules peuvent varier en fonction de la nature des effluents, des différents apports particuliers par temps de pluie et des transformations chimiques et biologiques subies dans le réseau. Cette variabilité inter-événementielle a été observée dans de nombreuses études (Gasperi *et al.*, 2006a; Gromaire *et al.*, 2006; Ruban *et al.*, 2001). En revanche, à l'intérieur d'un même événement pluvieux, les caractéristiques des particules ne varient pas beaucoup. De même, au-delà d'une certaine échelle spatiale, les caractéristiques des MES sont comparables d'un site à un autre (Gasperi *et al.*, 2006a). La pertinence de la turbidité pour mesurer les MES doit donc être démontrée par rapport aux objectifs que l'on se fixe.

Les mécanismes de transport solide en réseaux sont complexes et assez mal connus (Field & Sullivan, 2003). Dans l'écoulement des flux, des phénomènes de sédimentation et de remise en suspension de dépôts se superposent aux apports par ruissellement. Par ailleurs, la description des phénomènes physiques ne suffit pas car des phénomènes chimiques et biologiques modifient également les processus. Ces phénomènes physiques, chimiques et biologiques interagissent à des échelles spatiales et temporelles différentes (Ahyerre *et al.*, 1998). Les mécanismes sont donc difficiles à comprendre et à modéliser (Ahyerre *et al.*, 1998; Chebbo *et al.*, 1995; Krecji *et al.*, 1987). La description des processus de transport solide se heurte également à l'absence d'un échantillonnage suffisamment fin pour appréhender tous les changements dans la dynamique des MES. Un préleveur classique ne contient en général que 24 flacons. Dans le meilleur des cas, la dynamique de la pollution particulaire au cours d'un événement ne peut donc être connue qu'à travers ces 24 points alors que les changements de concentration peuvent se faire de façon brutale, à des échelle de temps très courtes (Bertrand-Krajewski, 2004).

Les difficultés de mesures des MES, l'absence d'échantillonnage à pas de temps fin et la variabilité de la dynamique sont responsables des échecs des tentatives d'intégration de données de qualité dans des logiciels opérationnels (Ahyerre *et al.*, 1998; Jack *et al.*, 1996; Kanso *et al.*, 2005). Jusqu'à présent, les modèles de qualité n'ont pas rencontré un grand succès chez les gestionnaires en raison de leur faible pouvoir prédictif (Kanso *et al.*, 2005). L'élaboration d'un modèle de dynamique de la qualité des flux dans les réseaux nécessite de décrire des phénomènes complexes. La première difficulté est de parvenir à convenablement décrire les processus, notamment les écoulements transitoires et les discontinuités liées à la forme des canalisations (Ahyerre *et al.*, 1998). Ensuite, même si un modèle décrit bien les processus, sa fiabilité dépend en partie des données de calibration. Ces données, particulièrement celles de concentration de polluants, sont en général trop parcellaires (Ahyerre *et al.*, 1998). Le calage des paramètres des modèles pose donc de grandes difficultés (Kanso *et al.*, 2005).

L'obtention de mesures de qualité précises et fiables, sur des périodes temporelles longues, à des échelles de temps fines, en plusieurs points du réseau pourrait résoudre certains problèmes. De telles bases de données, notamment en concentration en MES, permettraient :

- d'améliorer les connaissances sur les processus et donc la description mathématique de la dynamique du transport solide,
- de disposer de données de calibration.

La mesure de la qualité des effluents en réseau est un enjeu de taille dont dépendent les progrès dans la compréhension et la modélisation des phénomènes, et donc, dans l'intégration de la qualité dans les stratégies de gestion en temps réel des réseaux. La mesure classique des MES par prélèvements ne peut pas répondre aux exigences de finesse d'échantillonnage et de continuité temporelle. Depuis quelques années, des recherches se sont donc orientées sur l'utilisation de mesures en continu de turbidité comme moyen d'accès à la dynamique de la pollution particulaire dans les réseaux.

La mesure en continu de turbidité

Dans cette thèse, nous nous intéressons à la mesure de la pollution particulaire et donc au suivi des concentrations en MES. La turbidité est un outil particulièrement adapté pour la mesure des MES. La turbidité se définit en effet comme « *la réduction de la transparence d'un liquide due aux matières non dissoutes* » (NF EN ISO 7027, 2000) c'est-à-dire colloïdales et en suspension. Il s'agit d'une mesure optique qui évalue les modifications subies par un signal lumineux – émis dans l'infrarouge dans le cas de la turbidité – après qu'il a traversé un volume d'effluent

contenant des particules. 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.

Un premier dispositif permet la mesure de la lumière transmise : il s'agit d'une mesure par atténuation du rayonnement infrarouge (Ruban *et al.*, 2006). Un second dispositif mesure la lumière diffusée par les particules à 90°. Il s'agit d'une mesure par néphélométrie. Selon la méthode utilisée (atténuation ou néphélométrie), la turbidité est mesurée en unité FAU (Formazin Attenuation Unit) ou FNU (Formazin Nephelometric Unit). Ces unités sont relatives à des suspensions de formazine utilisées comme étalons (NF EN ISO 7027, 2000).

Par conséquent, la turbidimétrie est une mesure **optique** étroitement corrélée à la **concentration en particules** et donc en MES. La turbidité dépend des caractéristiques optiques et géométriques des particules et notamment de la granulométrie (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000). La forme et la masse volumique influent également sur la relation entre MES et turbidité (Maréchal, 2000). A concentrations égales en MES, des particules fines ont une turbidité supérieure à des particules grossières, et des particules organiques ont une turbidité supérieures à des particules minérales (Ruban, 1995; Ruban *et al.*, 2006). Malgré cette variabilité potentielle, ces dispositifs ont été mis en œuvre avec succès dans différents domaines car ils permettent de suivre la concentration en MES, certes de façon indirecte, mais en continu et à des pas de temps très courts. La turbidité est de plus en plus utilisée dans des études de transport sédimentaire en rivière (Lawler *et al.*, 2006; Mano *et al.*, 2008; Minella *et al.*, 2008; Old *et al.*, 2003; Wass *et al.*, 1997) voire en milieu marin et estuarien (Mitchell *et al.*, 2003; Suk *et al.*, 1998, 1999). Dans les eaux de ruissellement comme dans les effluents unitaires de temps sec et de temps de pluie, de bonnes corrélations entre MES et turbidité ont été obtenues (Deletic & Maksimovic, 1998; Fletcher & Deletic, 2007; Mels *et al.*, 2004; Ruban *et al.*, 2001). La DCO, majoritairement sous forme particulaire dans les réseaux d'assainissement, est également bien corrélée à la turbidité (Mels *et al.*, 2004). Néanmoins, les corrélations DCO/turbidité sont établies avec d'autres systèmes optiques tels que les mesures par absorption UV (Gruber *et al.*, 2005; Grüning & Orth, 2002; Ruban *et al.*, 2001) ou par spectromètres de type S::can^R qui permettent un balayage de longueurs d'ondes multiples (Lorentz *et al.*, 2002).

Depuis quelques années, différents laboratoires ont donc mis en œuvre des dispositifs de mesures en continu de turbidité dans des réseaux d'assainissement afin de mesurer la pollution particulaire (Aumond & Joannis, 2005; El Hajj, 2005; Henckens, 2001; Henckens *et al.*, 2002; Langeveld *et al.*, 2005; Ruban, 1995; Ruban *et al.*, 2005; Schellart, 2002).

Toutes ces études soulignent le potentiel de la turbidité comme outil de suivi, de compréhension et de gestion des flux de MES et de DCO dans le réseau mais mettent également à jour des problèmes pratiques de mise en œuvre. Les gestionnaires de réseaux d'assainissement se montrent souvent sceptiques quant à l'utilisation opérationnelle de la turbidité en réseau d'assainissement. Les turbidimètres requièrent en effet un protocole adapté d'étalonnage et de suivi. L'implantation de ces dispositifs dans un milieu aussi perturbé et hostile qu'un réseau d'assainissement exige également des précautions particulières de protection contre l'encrassement. La démocratisation de l'utilisation de la turbidité demande donc non seulement de mettre en évidence la faisabilité technique mais également de donner des clés pour obtenir des mesures précises et fiables.

Objectifs et organisation de la thèse

La thèse se propose d'évaluer « l'apport de la mesure en continu pour la gestion de la qualité des effluents de temps de pluie ». Par « mesure en continu », on entend mesures de turbidité. Le terme « effluents de temps de pluie » rappelle les difficultés rencontrées par les gestionnaires pour gérer le surplus de volume provoqué par l'apport massif d'eaux pluviales dans les effluents unitaires par temps de pluie. Le travail de thèse sera donc essentiellement centré sur la gestion des effluents en réseau unitaire. La « gestion de la qualité » suppose une approche prospective sur la prise en compte de la qualité et son intégration dans la gestion des réseaux.

Ce travail de recherche a eu lieu au Laboratoire Eau Environnement Systèmes Urbains (LEESU) dans le cadre du programme de recherche OPUR (Observatoire des Polluants urbains en Ile-de-France) en collaboration avec différents partenaires opérationnels d'Ile-de-France (direction de l'eau et de l'assainissement de Seine-Saint-Denis, direction des services de l'eau et de l'assainissement du Val-de-Marne, service d'assainissement de la Ville de Paris, conseil régional d'Ile-de-France, agence de l'eau Seine-Normandie, syndicat interdépartemental de l'assainissement de l'Agglomération Parisienne). Depuis 1994, le programme OPUR s'intéresse à des problématiques relatives à la génération, au transport et au traitement des flux polluants des rejets urbains de temps de pluie. Ce programme est une suite de projets de recherche d'une durée moyenne de six ans (Chebbo *et al.*, 2006). La première phase (1994-2000) était axée sur l'étude du transfert des polluants à l'échelle d'un petit bassin versant urbain en réseau unitaire (bassin versant expérimental du Marais à Paris). Les résultats obtenus sur le bassin versant du Marais ont orienté les recherches sur la variabilité des caractéristiques et des sources des polluants dans les rejets urbains de temps de pluie entre l'amont et l'aval. L'échelle spatiale des études a donc été augmentée à une série de six bassins versants de tailles croissantes (phase 2 du programme OPUR, 2001-2006). Ces phases ont permis de caractériser les eaux pluviales, certains mécanismes de transfert, ainsi que la contribution de différents apports (toitures, chaussées...) mais ont également mis en évidence la complexité des phénomènes à l'intérieur du réseau et la variabilité inter-événementielle (Chebbo *et al.*, 2006). A partir de 2006, la troisième phase d'OPUR a été l'occasion d'élargir encore l'échelle spatiale et les thématiques et de se centrer sur une série de problématiques soulevées par les gestionnaires. L'un des volets de cette phase concerne la mise en place d'outils de mesure en continu et l'étude de leurs applications potentielles (Ahyerre *et al.*, 2006). Dans ce cadre, le travail de thèse s'est en grande partie appuyé sur deux sites expérimentaux du réseau d'assainissement unitaire parisien, équipés chacun de turbidimètres depuis décembre 2005 et dont la maintenance est assurée par la Ville de Paris. Ce travail de thèse a également été mené en partenariat avec la Division eau du Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC). La division eau du LCPC s'intéresse depuis de nombreuses années à la mesure de turbidité et dispose de plusieurs sites de mesures équipés¹(SAP/IRSTV) dont l'exploitation des données a largement contribué à ce travail de recherche. Enfin, des sites de l'OTHU (Observatoire de terrain en hydrologie urbaine) équipés de turbidimètres, gérés et étudiés à l'Institut national de sciences appliquées (INSA) de Lyon ainsi que des données du GEMCEA (Groupement pour l'évaluation des mesures en continu dans les eaux et en assainissement) à Nancy ont été étudiés dans cette thèse.

Cette thèse repose donc sur des bases de données solides et fournies (notamment 3 ans de suivi en continu de la turbidité, du débit et de la conductivité, au pas de temps de la minute, sur deux sites parisiens) autour desquelles il a fallu construire une méthodologie cohérente afin de répondre aux problématiques soulevées par la mesure de qualité en réseau d'assainissement.

¹ Site Atelier Pluridisciplinaire – Institut de Recherche en Sciences et Techniques de la Ville

L'organisation de ce travail de recherche s'appuie sur les réponses à apporter aux questions soulevées par les professionnels de l'eau et les organismes de recherche sur les mesures de turbidité et leurs applications.

La première partie porte sur l'évaluation de la précision et de la fiabilité des mesures en continu de turbidité et aux moyens à mettre en œuvre pour obtenir des données de qualité. Dans cette partie, l'ensemble du processus de mesure est donc analysé grâce aux retours d'expérience des équipes de recherches travaillant sur les sites d'OPUR (LEESU), du SAP (LCPC), de l'OTHU (INSA de Lyon) et du GEMCEA. L'approche métrologique des mesures de turbidité et notamment les questions d'étalonnage sont traitées dans le premier chapitre. Un deuxième chapitre s'intéresse aux solutions techniques et aux protocoles de maintenance permettant l'implantation *in situ* des capteurs. Un troisième chapitre permet de réfléchir aux modes d'acquisition et de filtrage des données.

Se pose alors la question de l'intérêt des mesures de turbidité pour une meilleure gestion des flux polluants dans les réseaux d'assainissement. En effet, quelles informations spécifiques contiennent les données de turbidité par rapport aux seules données de débit ? Quelle peut alors être leur utilisation potentielle, notamment pour l'évaluation des flux polluants et pour des stratégies de gestion en temps réel ? La deuxième partie de la thèse se propose de conduire une telle évaluation à travers d'une part, l'étude de la variabilité des concentrations de temps de pluie (chapitre 4) et d'autre part, à travers l'étude de la variabilité des distributions de masse des polluants à l'intérieur des événements pluvieux (chapitre 5). Comme le temps sec apporte une contribution importante dans les effluents unitaires de temps de pluie, l'importance et l'impact de la variabilité des flux de polluants par temps sec ont été étudiés dans le chapitre 6. Enfin, le chapitre 7 s'intéresse au comportement de la turbidité au cours de la décantation et de la vidange d'ouvrages de stockage.

Les troisième et quatrième parties sont consacrées à l'évaluation chiffrée du gain apporté par la turbidité pour deux applications choisies en raison de leur importance vis-à-vis des objectifs environnementaux et réglementaires.

La première application est l'évaluation en temps différé de flux de MES et de DCO à partir de mesures en continu de turbidité. La sensibilité de cette évaluation aux données de calibration constitue le point central de l'étude, qui a nécessité le développement d'une méthodologie adaptée. Cette méthodologie est décrite dans le chapitre 8 tandis que les résultats sont exposés dans le chapitre 9.

La seconde application concerne l'utilisation de la turbidité dans des stratégies de gestion en temps réel des réseaux d'assainissement. L'intégration de données de qualité dans les stratégies de gestion semble être une réponse pertinente pour remplir certains objectifs de diminution des rejets urbains de temps de pluie non seulement en volume mais également en masse de polluants. La partie IV propose donc l'évaluation de telles stratégies de gestion à partir de simulations utilisant des données réelles et portant sur des cas types génériques qui permettent d'utiliser de larges gammes de paramétrages. Une synthèse bibliographique dresse d'abord un état des lieux de la gestion en temps réel dans les réseaux (chapitre 10). Deux exemples de configuration sont ensuite proposés et testés dans les chapitres 11 et 12.



Partie I

Mise en œuvre de la turbidité en réseau d'assainissement

« Tous les égouts sont dans la nature. »

Coluche

Introduction

« Ce qui est admirable, ce n'est pas que le champ des étoiles soit si vaste, c'est que l'homme l'ait mesuré. »

Anatole France

Toute activité – recherche, industrie, commerce, santé – requiert la quantification et la modélisation de phénomènes à partir d'observations. Ces observations sont issues de mesures qui n'ont de sens que si l'on est capable d'y associer une valeur d'incertitude. Quel que soit le contexte d'utilisation (laboratoire, terrain), le milieu d'utilisation (réseau d'assainissement, rivière, atmosphère etc.) et quelle que soit la grandeur à mesurer, obtenir une mesure et savoir évaluer l'incertitude sur cette mesure demande de réfléchir à tout un ensemble de pratiques. La fiabilité, la précision et la représentativité de la grandeur mesurée dépendent directement des pratiques de l'opérateur effectuant la mesure et de sa connaissance du capteur et de la grandeur mesurée.

Peu de gestionnaires utilisent des mesures en continu de turbidité car ces dispositifs sont supposés trop difficiles à mettre en œuvre dans un réseau d'assainissement. Des collectivités comme la Seine-Saint-Denis ont un retour d'expérience plutôt négatif de l'installation de sondes de turbidité dans le réseau, essentiellement en raison d'un manque de connaissances sur les pratiques à mettre en œuvre pour mesurer la turbidité. Dans ce contexte, il est important de pouvoir démontrer comment les sondes de turbidité peuvent fournir des mesures exploitables dans un réseau d'assainissement. Cette question a été traitée dans le cadre d'un groupe de travail composé de chercheurs du LCPC, de l'INSA de Lyon et du LEESU par l'intermédiaire de sites ateliers équipés de turbidimètres (Tableau 1). Pour plus de clarté dans les appellations des sites de mesures, des laboratoires et des programmes de recherche, le Tableau 1 reprend les dénominations qui pourront être indifféremment utilisées dans la suite de cette partie. Ce tableau caractérise l'importance de l'expérience acquise par chacun des laboratoires grâce à un suivi de la turbidité en continu, la plupart du temps sur plusieurs années. Dans le cas du LCPC, le suivi a même commencé sur un autre site que Duchesse Anne, nommé Rinière, dès 2003. Les mesures de terrain des sites des Quais et de Clichy ont été directement suivies et exploitées tout au long de cette thèse à travers des expérimentations de terrain (étalonnages, réglages, etc.) et la mise au point d'un protocole de suivi, de vérification et de validation des données.

Dans cette partie, les résultats seront principalement issus de ce suivi et de cette acquisition et se baseront également sur l'expérience des équipes de recherche du LCPC, de l'INSA de Lyon et du GEMCEA à Nancy, qui dispose aussi d'un site de mesure.

Tableau 1 : Sites étudiés dans la partie I

Nom du laboratoire ou de l'organisme	Lieu des mesures	Nom du ou des site(s)	Programme de recherche ou observatoire de terrain associé	Nature et durée du suivi
LCPC	Nantes	Duchesse Anne	SAP/IRSTV	Continu depuis fin 2005
INSA de Lyon	Lyon	Ecully et Chassieu	OTHU	Continu depuis 1999
LEESU	Paris	Quais et Clichy	OPUR	Continu depuis fin 2005

La mise en œuvre de la mesure en continu de turbidité a été abordée à travers trois thématiques qui permettent d'isoler les différentes sources d'incertitudes et de problèmes de mesures (Figure 1).

- Tout d'abord, la valeur fournie par un appareil de mesure, dans une unité donnée, doit pouvoir être reliée à une valeur connue grâce à des procédures d'étalonnage et de vérification permettant non seulement d'encadrer la mesure mais de la suivre et de la contrôler dans le temps, en fonction de facteurs d'influences externes. Cette première approche métrologique des mesures fait l'objet du chapitre 1. Elle est représentée dans les cases bleues de la Figure 1 ainsi que dans la case bleu-vert de réétalonnage et permet le calcul des incertitudes d'étalonnage et expérimentales.
- Par ailleurs, les mesures environnementales sont en général effectuées sur le terrain et non en laboratoire. La mise en œuvre pratique est donc un point crucial qu'il convient de maîtriser. Dans le cas de la turbidité, les questions de mise en œuvre *in situ*, très dépendantes du contexte et du milieu sont souvent spécifiques pour chaque cas pratique : c'est l'objet du chapitre 2. Ces points sont mentionnés dans les cases jaunes de la Figure 1 qui aboutissent à une validation de l'installation du point de mesure, puis, à la mise en place d'un protocole de suivi (case verte).
- Enfin, une mesure ne peut souvent pas être exploitée brute mais demande un traitement préalable. Les questions d'acquisition et de filtrage des données sont donc traitées dans le chapitre 3 (case grise de la Figure 1). Il est à noter que si les questions de filtrage sont la dernière étape de la mise en œuvre, elles se posent également à l'amont pour vérifier les choix techniques d'installation.

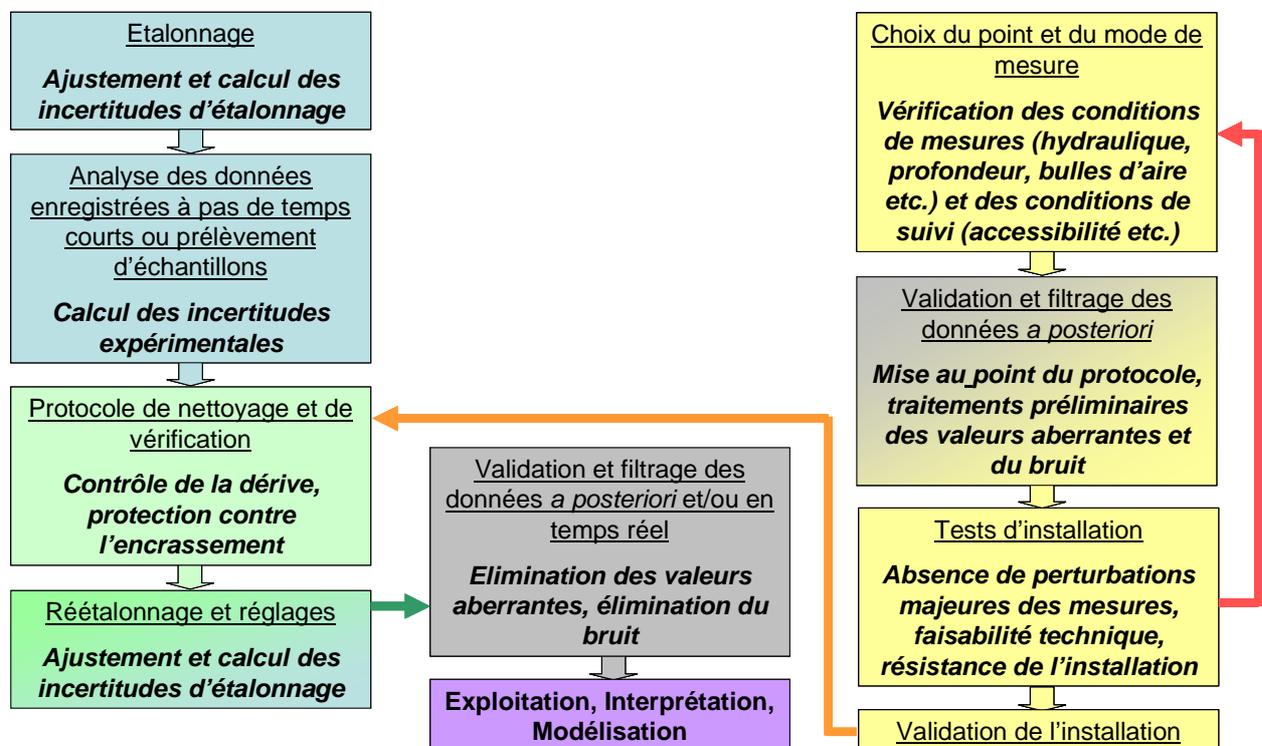


Figure 1 : Etapes de mise en œuvre de la turbidité en réseau d'assainissement

Chapitre 1. Approche métrologique de la mesure de turbidité

Un capteur ne renvoie pas des mesures directement exploitables. Il faut en effet « préparer » le capteur pour qu'il puisse fournir une mesure fiable et avec une précision connue. A cet effet, l'encadré et l'annexe B rappellent l'ensemble du vocabulaire de métrologie dont il sera abondamment fait usage tout au long de ce chapitre. En métrologie, l'incertitude sur les mesures se décomposent en deux termes (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000) :

- l'incertitude d'étalonnage,
- l'incertitude expérimentale liée à l'échantillonnage et aux conditions de répétabilité des mesures.

Ces deux types d'incertitudes vont être successivement évaluées dans ce chapitre. L'incertitude totale résulte ensuite de la somme des incertitudes d'étalonnage et des incertitudes expérimentales.

Un turbidimètre doit comme tout capteur être au préalable étalonné avant d'être mis en place *in situ*. L'étalonnage des turbidimètres présente deux particularités :

- l'erreur de linéarité n'est pas négligeable,
- l'incertitude sur les suspensions d'étalons utilisées pour l'étalonnage n'est pas négligeable devant les autres sources d'incertitudes.

Le premier objectif de ce chapitre est donc de présenter les protocoles permettant d'étalonner convenablement les turbidimètres ainsi que les méthodes d'évaluation des incertitudes associées à l'étalonnage. Ensuite, un paragraphe permet de présenter la façon de tenir compte des réétalonnages successifs dans le cas de suivis continus sur de longues périodes. Enfin, les questions relatives au calcul des incertitudes expérimentales seront abordées dans la dernière partie de ce chapitre.

Etalonnage

Ensemble des opérations établissant, dans des conditions spécifiées, la relation entre les valeurs de la grandeur indiquées par un appareil de mesure ou un système de mesure et les valeurs correspondantes de la grandeur réalisées par des étalons. Le résultat d'un étalonnage permet, soit d'attribuer aux indications, les valeurs correspondantes du mesurande, soit de déterminer les corrections à appliquer aux indications. Un étalonnage peut aussi servir à déterminer d'autres propriétés métrologiques, telles que les effets de grandeurs d'influence.

Incertitude de mesure

Paramètre associé au résultat d'un mesurage qui caractérise la dispersion des valeurs qui pourraient raisonnablement être attribuées au mesurande. Le paramètre peut être, par exemple, un écart-type (ou un multiple de celui-ci) ou la demi-largeur d'un intervalle de niveau de confiance déterminé.

Répétabilité

Étroitesse de l'accord des résultats des mesurages successifs du même mesurande, mesurages effectués dans la totalité des mêmes conditions de mesure. Ces conditions sont parfois appelées conditions de répétabilité. Les conditions de répétabilité comprennent le même mode opératoire, le même observateur, le même instrument de mesure utilisé dans les mêmes conditions, le même lieu et une répétition durant une courte période de temps. La répétabilité peut s'exprimer quantitativement à l'aide des caractéristiques de dispersion des résultats.

1. Etalonnage des turbidimètres

1.1. Principes généraux d'étalonnage

1.1.1. Comment mesurer la turbidité selon les normes ?

Un étalonnage permet de relier l'indication en sortie d'appareil à des valeurs connues de la grandeur recherchée données par des valeurs d'étalons (Bindi, 2006). La relation d'étalonnage permet d'évaluer et généralement de corriger l'indication fournie par l'appareil de mesure des erreurs aléatoires et systématiques pour obtenir une estimation plus juste du mesurande (annexe B). Dans le cas de la turbidité, les mesures sont exprimées en unité FAU ou FNU selon le principe de mesure (cf. l'introduction générale et l'annexe A). L'appareil lui-même dispose d'un transmetteur qui transforme les informations de diffusion ou d'atténuation du signal lumineux fourni par la sonde en courant électrique dans la gamme 4-20 mA. L'afficheur de l'appareil exprime parallèlement ces valeurs d'intensités électriques en unités de turbidité. L'étalonnage porte donc à la fois sur la sortie 4-20 mA et sur l'affichage de l'appareil.

Il est nécessaire de relier les indications de l'appareil à des étalons de formazine normalisés. La formazine est une suspension formée par une réaction de condensation entre le sulfate d'hydrazine et l'hexaneméthylènetetramine. Il s'agit d'un polymère insoluble se présentant sous l'aspect d'une suspension laiteuse dont les particules ont des tailles comprises entre 0,1 et 5 μm . Le principe des mesures de turbidité est explicité par la norme NF EN ISO 7027 (NF EN ISO 7027, 2000). Elle préconise l'utilisation d'au moins 5 niveaux d'étalonnage en plus du zéro, et répartis à intervalles réguliers sur la gamme étudiée. Par ailleurs, l'incertitude relative à la valeur des étalons n'est pas négligeable dans le cas des suspensions de formazine et peut donc avoir un impact sur l'étalonnage. Une norme alternative propose de réaliser l'étalonnage à partir de **5 gammes indépendantes** d'étalons (XP T 90-210, 1999) afin de tenir compte de cette influence. Cette norme demande également d'effectuer 5 répétitions de lecture par niveau d'étalonnage. Le protocole proposé par Ruban *et al.* (2008) et issu de l'expérience des laboratoires du LEESU, du LCPC et de l'INSA de Lyon propose également un protocole d'étalonnage reposant sur 5 gammes indépendantes d'étalons comportant 5 niveaux répartis en valeurs sensiblement exponentielles (Ruban *et al.*, 2008).

1.1.2. Que représente l'incertitude d'étalonnage ?

La réalisation de l'étalonnage permet non seulement de déterminer la relation de correction à appliquer aux valeurs indiquées par l'appareil mais également de calculer les incertitudes relatives à cet étalonnage. L'incertitude d'étalonnage peut être définie comme l'incertitude provenant des erreurs sur la forme de la relation, autrement dit, l'erreur sur le modèle (droite, polynôme de degré 2 ou plus) et sur les paramètres de la courbe d'étalonnage (Ruban *et al.*, 2006). Elle exprime :

- les défauts de linéarité de l'appareil,
- l'incertitude sur les paramètres de la courbe d'étalonnage, elle-même résultant de deux causes :
 - o l'incertitude expérimentale sur les mesures réalisées lors des opérations d'étalonnage,
 - o l'incertitude sur la valeur réelle des étalons. Cette source d'incertitude est souvent négligée dans les calculs de corrélation classiques mais elle a un effet assez sensible sur l'étalonnage des turbidimètres.
- l'évolution de la courbe d'étalonnage en fonction de grandeurs d'influences, et notamment du temps.

Ces incertitudes correspondent à la différence entre la courbe d'étalonnage déterminée expérimentalement et la courbe d'étalonnage théorique à laquelle il n'est pas possible d'avoir accès (Ruban *et al.*, 2006).

1.1.3. Ajustement à un modèle linéaire ou polynomial et calcul des incertitudes

Avant de commencer un étalonnage, certains réglages doivent être effectués au préalable (Ruban *et al.*, 2006). Tout d'abord, il faut régler l'amortissement de l'appareil. En raison de la présence de filtres moyennants internes qui risquent de déformer le signal (cf. chapitre 3), il est conseillé de régler l'amortissement au niveau minimum permettant une lecture stabilisée des mesures. Ensuite, avant de procéder à l'étalonnage, il faut régler les niveaux haut et bas de l'appareil en le plongeant successivement dans de l'eau distillée et dans une suspension-étalon (1000 ou 2000 FAU ou FNU par exemple, selon la gamme de travail) tant que les deux valeurs renvoyées ne coïncident pas avec les valeurs attendues. Ce n'est qu'ensuite que la réalisation de l'étalonnage complet avec passage des niveaux successifs, et lecture d'au moins 5 valeurs différentes par niveau, peut avoir lieu (Ruban *et al.*, 2006).

De façon classique, l'ajustement de la relation d'étalonnage est effectué selon la méthode des moindres carrés ordinaire (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000). Pour de nombreux capteurs, l'ajustement effectué est linéaire et l'indication y de l'appareil est reliée à la grandeur x de la suspension-étalon par $y=a+b.x$. Dans le cas des turbidimètres, la non-linéarité des appareils entraîne souvent un ajustement préférentiel à un polynôme de degré 2 selon $y=a+b.x+c.x^2$. Un test statistique de Fisher peut permettre de comparer les erreurs obtenues avec les différents modèles (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000).

1.2. Les pratiques d'étalonnage

1.2.1. Nombre de gammes et niveaux d'étalons

En pratique, chaque laboratoire adapte son nombre de gammes et les niveaux d'étalons à ses besoins et ses possibilités. Il est rare que les étalonnages soient réellement basés sur 5 gammes indépendantes d'étalon. Les niveaux d'étalons dépendent de la gamme de valeurs mesurées sur le site d'étude ou au laboratoire. Le Tableau 2 donne quelques exemples de niveaux, de nombre de gammes, de nombre de répétitions de lectures utilisés pour des étalonnages ainsi que le modèle d'ajustement et la méthode utilisée.

Tableau 2 : Exemples de protocoles d'étalonnage

Contexte	Niveaux de la gamme	Nombre de gammes	Nombre de répétitions de lecture	Modèle d'ajustement et méthode
LEESU – Etalonnage initial de 4 turbidimètres au laboratoire (2005)	8 niveaux 0, 10, 50, 100, 200, 400, 800, 1200 FAU	1	Entre 12 et 17	Polynôme de degré 2, moindres carrés ordinaire et Monte-Carlo
LEESU – Etalonnage <i>in situ</i> dans le réseau de 4 turbidimètres (8 étalonnages)	6 niveaux 0, 100, 200, 400, 800, 1000 FAU	1	Entre 5 et 10	Polynôme de degré 2, moindres carrés ordinaire et Monte-Carlo
LCPC – Etalonnage au laboratoire (turbidimètres Mobrey <i>in situ</i> dans le réseau)	6 niveaux 0, 100, 250, 500, 1000, 2000 FAU	1	5	Polynôme de degré 2, Monte- Carlo
LCPC – Etalonnage au laboratoire – Tests d'étalonnage spécifiques sur Ponsel (Ruban & Joannis, 2008)	6 niveaux 0, 100, 250, 500, 1000, 2000 FAU	5	5	Polynôme de degré 2 et droite, moindres carrés ordinaire et Monte-Carlo
INSA Lyon – Etalonnage des turbidimètres de terrain <i>in situ</i>	8 niveaux 0, 50, 100, 300, 500, 1000, 2000, 3000 FNU	1	25	Polynôme de degré 2, Williamson

1.2.2. Préparation des étalons ou achat de suspensions d'étalons

Les étalons utilisés peuvent être fabriqués à partir d'une suspension-mère de formazine ou être achetés dans le commerce. Le choix dépend des capacités de l'utilisateur à fabriquer ses propres étalons dans de bonnes conditions car la formazine est un produit dangereux, reconnu comme cancérigène, qui nécessite des précautions lors de son utilisation (port de lunettes, hotte aspirante etc.).

Les étalons du commerce sont connus à seulement $\pm 5\%$ (incertitude à 95 % a priori en l'absence d'informations plus précises), ce qui est supérieur aux valeurs généralement obtenues expérimentalement, surtout pour les valeurs hautes de la gamme (Figure 2). En général, la fabrication des étalons selon la norme NF EN ISO 2727 (NF EN ISO 7027, 2000), par dilution d'une suspension mère, fournit donc des étalons avec une incertitude plus faible que ceux du commerce.

La Figure 2 montre les incertitudes sur les étalons fabriqués au laboratoire pour le LCPC et pour le LEESU. Le LCPC a travaillé à partir de 5 gammes indépendantes pour évaluer ces incertitudes : 5 suspensions mères de niveau 2000 FAU ont été fabriquées puis tous les étalons

ont été obtenus par dilutions successives à partir de la suspension-mère (Ruban & Joannis, 2008). Pour le LEESU, 6 solutions mères à 4000 FAU ont été préparées. Seuls 3 niveaux : 80, 400 et 800 FAU ont été testés. Ils ont chacun été fabriqués indépendamment à partir de la suspension mère en appliquant un coefficient de dilution différent. La Figure 2 présente les écarts-types de répétabilité sur les suspensions-étalons en pourcentage de leurs valeurs.

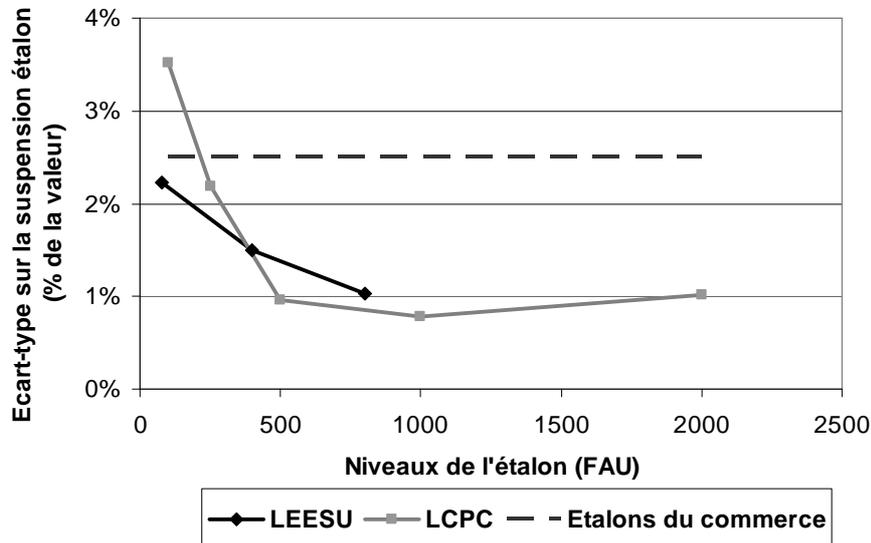


Figure 2 : Ecarts types sur les suspensions-étalons fabriqués au laboratoire à partir d'une suspension-mère de formazine

La Figure 2 met en évidence des incertitudes relativement proches pour les deux laboratoires et très inférieures aux incertitudes des étalons commerciaux pour les valeurs supérieures à 100 FAU. Pour la valeur de 100 FAU, l'écart-type est un peu plus important pour le LCPC que pour le LEESU ou l'étalon du commerce. Cela peut en partie être lié à l'impact des dilutions successives. En effet, pour le LEESU, les suspensions sont toutes diluées directement à partir de la suspension-mère alors que pour le LCPC, chaque suspension-fille est successivement diluée de sorte que les niveaux les plus faibles intègrent des erreurs de dilutions successives.

Si les étalons commerciaux ont des incertitudes *a priori* plus importantes, il existe des cas particuliers. L'INSA de Lyon utilise en effet des solutions de polymère certifiées NIST de type AMCO Clear fabriquées aux Etats-Unis (étalon secondaire à la formazine). Ces solutions sont garanties à $\pm 1\%$ de leur valeur nominale, ce qui est inférieur aux incertitudes des suspensions préparées (Figure 2). L'avantage de ces solutions est leur grande stabilité dans le temps et le fait qu'elles n'ont pas besoin d'être agitées. Pour les étalonnages *in situ*, l'agitation n'est en effet pas toujours aisée car cela suppose de sortir les sondes de leur support et de pouvoir les poser de façon stable pour procéder à l'agitation puis à la mesure. Sans agitation, les suspensions fabriquées au laboratoire tout comme les étalons commerciaux classiques décantent très vite et les mesures peuvent être faussées. A l'heure actuelle, il semble que les étalons très précis de type AMCO Clear ne s'appliquent qu'au principe des mesures de turbidité par néphélométrie. Des recherches auprès de différents fabricants et revendeurs n'ont pas permis d'obtenir le même type de solutions pour des mesures par atténuation. En effet, pour un niveau donné de formazine, un turbidimètre mesurant dans l'atténuation ou un néphélomètre vont fournir la même valeur en FAU ou en FNU. Par contre, si l'on plonge les sondes dans des eaux résiduaires ou bien dans un autre type de solution (un étalon secondaire par exemple), les valeurs renvoyées ne seront pas les mêmes puisque les cellules optiques ne mesurent pas la même chose en néphélométrie ou en atténuation.

Quelle que soit leur précision, les étalons commerciaux ont en général été stabilisés et se conservent plus longtemps que des suspensions du laboratoire. Des tests de laboratoire au LEESU ont montré que les solutions de laboratoire très concentrées (entre 2000 et 4000 FAU) se conservent environ un an, bien que la norme NF EN ISO 2727 mentionne une durée maximale de 4 semaines. Les solutions médianes (entre 500 et 1000 FAU) ont une conservation de l'ordre d'un mois. Pour les solutions faiblement concentrées, il faut refaire les dilutions à chaque utilisation. Le Tableau 3 récapitule les avantages et inconvénients des différentes possibilités d'étalonnage.

Tableau 3 : Avantages et inconvénients de l'utilisation de solutions commerciales ou directement préparées au laboratoire

Méthode	Avantages	Inconvénients
Préparation des étalons au laboratoire	Précision Coût faible	Conservation limitée Précaution de fabrication Agitation nécessaire
Utilisation d'étalons commerciaux classiques	Conservation longue Utilisation pratique	Manque de précision Agitation nécessaire
Utilisation d'étalons commerciaux très précis	Précision Conservation longue Utilisation pratique Pas d'agitation	Coût élevé Utilisation réservée pour la néphélogéométrie

1.2.3. Erreur de répétition sur les valeurs étalons

La norme XP T 90-210 recommande au moins 5 répétitions de lecture pour chaque valeur étalon. Cela permet d'évaluer l'erreur dite expérimentale sur la valeur étalon qui correspond en fait à la dispersion des valeurs indiquées par l'appareil pour une même solution. Les écarts-types relatifs à ces répétitions de lecture ont été comparés pour les étalonnages réalisés dans trois laboratoires (Figure 3). Dans le cas du LCPC, le calcul de l'écart-type a été réalisé lors de tests d'étalonnage au laboratoire comparant des étalonnages à 1 et à 5 gammes (voir aussi le Tableau 2) pour 5 lectures successives par niveau d'étalon. Pour l'INSA de Lyon, la courbe de la Figure 3 est l'un des exemples d'étalonnage réalisé sur un turbidimètre installé sur le site expérimental de Chassieu (25 lectures par niveau). Pour le LEESU, deux types d'étalonnage ont été réalisés : un étalonnage initial au laboratoire sur 4 turbidimètres de terrain et des étalonnages sur le terrain sur ces 4 mêmes turbidimètres (Tableau 2). La Figure 3 présente la courbe médiane et la courbe minimale, relatives à tous les étalonnages de laboratoire et de terrain pour les 4 turbidimètres.

La Figure 3 met en évidence des différences plus marquées entre les laboratoires pour les faibles valeurs. Le LEESU présente des incertitudes un peu plus élevées que les autres laboratoires, surtout pour les écarts-types des étalonnages de terrain. La différence est moins marquée pour les étalonnages de laboratoire. Le LCPC est le laboratoire présentant les écarts-types les plus faibles. Pour tous les laboratoires, l'incertitude expérimentale augmente avec la valeur de l'étalon et n'est donc pas constante sur la gamme de mesures.

Les incertitudes sur les répétitions de lecture peuvent avoir plusieurs causes. La première est relative à l'appareil de mesure lui-même qui peut présenter une stabilité variable selon le modèle et le réglage de l'amortissement. Pour cette expérience, le LCPC comme le LEESU ont utilisé des turbidimètres de marque Ponsel (atténuation à 880 nm) tandis l'INSA de Lyon utilise un néphélogéomètre de la marque Endress-Hausser (type Turbimax W CUS 31). La dispersion peut également provenir des hétérogénéités de la solution étalon utilisée. A l'INSA, des solutions très homogènes et stables sont utilisées. Pour le LCPC et le LEESU, il s'agit de suspensions de

formazine préparées au laboratoire. Dans le cas du LEESU, il est possible que les conditions d'agitation et de stabilité soient moins bonnes pour les expérimentations de terrain qu'au laboratoire en raison des conditions de manipulation difficiles sur la banquette du collecteur. Ces écarts entre les laboratoires sont toutefois à relativiser compte tenu des faibles valeurs des écarts-types.

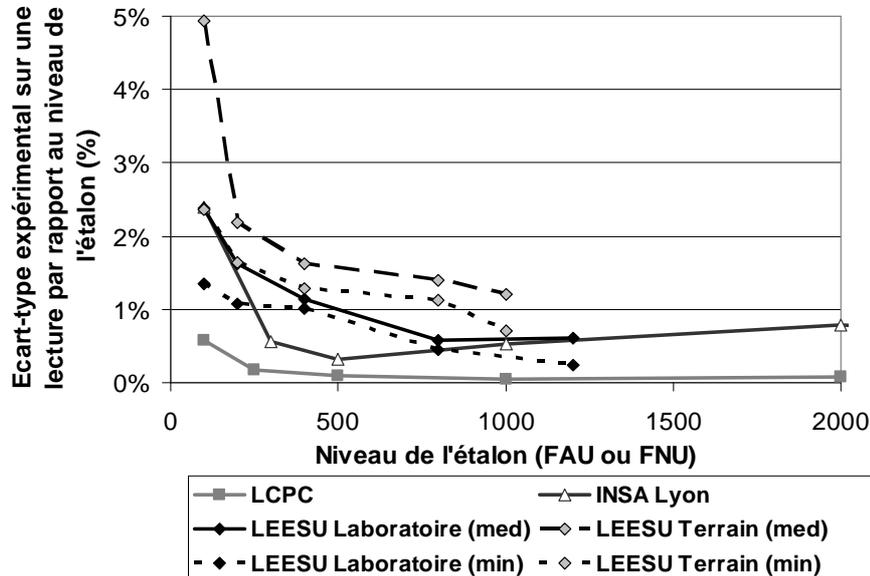


Figure 3 : Ecart types des répétitions de lecture par rapport au niveau de l'étalon (ramené en écart-type sur une lecture en multipliant par la racine carrée du nombre de lectures) en fonction des niveaux des valeurs étalons pour 3 laboratoires : le LEESU, le LCPC et l'INSA de Lyon

Comparons maintenant ces écarts-types de répétition de lectures aux écarts-types relatifs à la dispersion des suspensions-étalons en exprimant tout les écarts-types en pourcentage des valeurs étalons : la Figure 4 met en évidence des valeurs d'écarts-types, certes, faibles, mais du même ordre de grandeur. Dans le cas du LCPC, l'incertitude sur les étalons est même supérieure à celle des répétitions de lecture. L'incertitude sur les étalons n'est donc pas négligeable devant celle liée à la répétition des lectures.

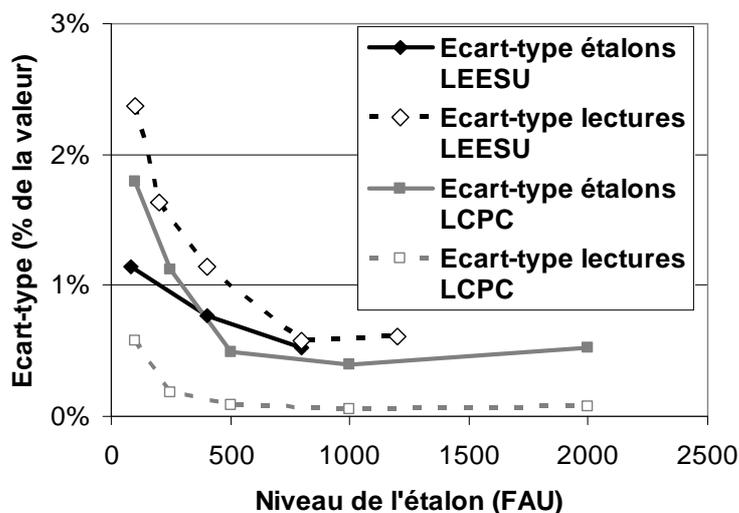


Figure 4 : Comparaison des dispersions des suspensions-étalons avec les dispersions de lecture

1.3. Comment tenir compte de l'incertitude sur les étalons ?

1.3.1. Hypothèses permettant un ajustement selon la méthode des moindres carrés ordinaire

L'utilisation de la méthode des moindres carrés ordinaire repose sur les hypothèses suivantes (Ruban *et al.*, 2006; Ruban & Joannis, 2008).

- L'incertitude sur les étalons doit être négligeable devant les autres sources d'incertitudes,
- La variance liée s_l^2 , c'est-à-dire l'écart-type des résidus au carré, doit être indépendante de la valeur du mesurande.

Dans le cas des mesures de turbidité, ces hypothèses ne sont pas vérifiées. En effet, le paragraphe précédent a permis de montrer que l'incertitude de lecture, bien que très faible, augmente avec la valeur de l'étalon et n'est donc pas constante (Figure 3). De plus, la Figure 2 et la Figure 4 ont montré que l'incertitude sur les étalons n'est pas négligeable et est même parfois supérieure aux incertitudes de répétition de lectures. L'utilisation de la méthode des moindres carrés ordinaire pour calculer les incertitudes d'étalonnages n'est donc pas appropriée dans le cas des mesures de turbidité.

1.3.2. Sous-estimation des incertitudes par la méthode des moindres carrés ordinaire

L'ajustement de la relation d'étalonnage selon la méthode des moindres carrés ordinaire conduit au calcul de l'écart-type d'étalonnage au carré $s_{etal}^2(x_0)$ (variance), pour **une droite de pente b** , selon l'expression suivante pour la valeur x_0 à laquelle l'indication y_0 de l'appareil correspond (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000) :

$$s_{etal}(x_0)^2 = \frac{s_l^2}{b^2} \left[\frac{1}{N} + \frac{(x_0 - \bar{x})^2}{\sum_i n_i (x_i - \bar{x})^2} \right] \text{ avec :}$$

- s_l^2 la variance liée : $s_l^2 = \sum_i \frac{n_i (y_i - \hat{y}_i)^2}{N - 2}$,
- b , la pente de la droite d'étalonnage,
- n_i , le nombre de répétitions de lectures sur l'étalon de valeur x_i ,
- N , le nombre total de lectures pour l'étalonnage (nombre de valeurs d'étalonnage multiplié par nombre de répétitions effectuées pour chacune des valeurs),
- y_i et \hat{y}_i respectivement les indications de l'appareil pour les valeurs d'étalonnage et l'ordonnée correspondante de la droite d'étalonnage.
- x_i et \bar{x} respectivement les valeurs et la moyenne des valeurs étalons utilisées pour l'établissement de la courbe d'étalonnage.

Pour un ajustement à **un polynôme de degré 2**, la formule précédente se complexifie et l'expression de l'incertitude est donnée par (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000) :

$$s_{etal}(x_0)^2 = \frac{s_l^2}{f'(x_0)^2} \left[\frac{1}{N} + A_{F5} \right] \text{ où } f' \text{ est la dérivée de la courbe d'étalonnage}$$

$$A_{F5} = \frac{A_{F1}(x_0 - \bar{x})^2 + A_{F2}\left(x_0^2 - \frac{\sum_i n_i x_i^2}{N}\right) - 2A_{F3}(x_0 - \bar{x})\left(x_0^2 - \frac{\sum_i n_i x_i^2}{N}\right)}{A_{F4}}$$

$$A_{F1} = \sum_i n_i \left(x_i^2 - \frac{1}{N} \sum_i n_i x_i^2 \right)^2$$

$$A_{F2} = \sum_i n_i (x_i - \bar{x})^2$$

$$A_{F3} = \sum_i n_i (x_i - \bar{x}) \left(x_i^2 - \frac{1}{N} \sum_i n_i x_i^2 \right)$$

$$A_{F4} = A_{F1}A_{F2} - A_{F3}^2$$

La division par la pente b (dans le cas d'une droite) ou par la dérivée f' (polynôme de degré 2) permet de convertir l'indication de l'appareil y_0 en valeur étalon x_0 . La Figure 5 donne un exemple d'ajustement de points expérimentaux d'étalonnage à un polynôme de degré 2.

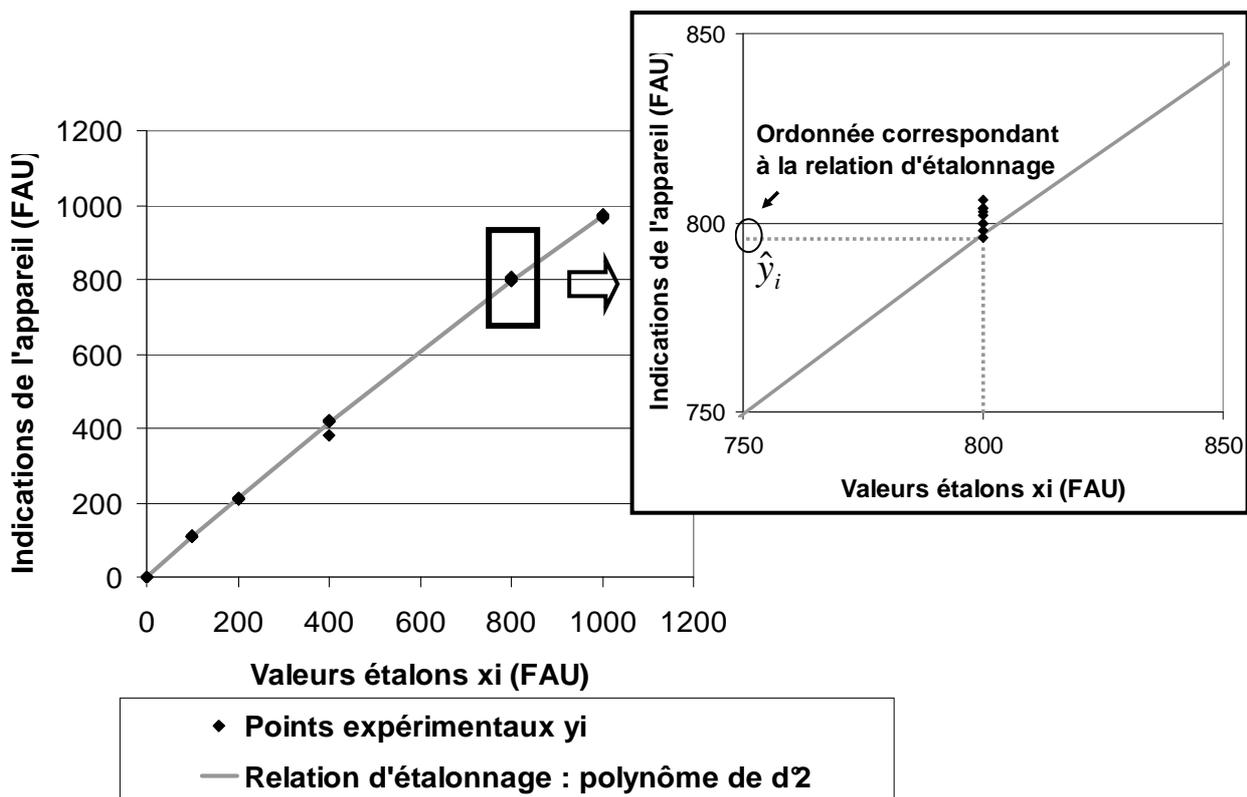


Figure 5 : Exemple de construction d'une courbe d'étalonnage : ajustement à un polynôme de degré 2 (LEESU, étalonnage de terrain)

Les formules relatives au polynôme de degré 2 ont été utilisées pour calculer les écarts-types d'étalonnage dans le cadre d'une expérience d'étalonnage menée au LCPC. Cette expérience a consisté à effectuer deux étalonnages au laboratoire, l'un en utilisant une seule gamme d'étalons et l'autre en utilisant 5 gammes (Tableau 2). Les résultats présentés sur la Figure 6 montrent que l'écart-type d'étalonnage relatif aux 5 gammes est nettement supérieur à celui relatif à une gamme ce qui n'est *a priori* pas logique. L'augmentation du nombre de mesures devrait au

contraire faire diminuer l'incertitude. L'incertitude sur une gamme devrait ainsi être $\sqrt{5}$ fois supérieure à celle sur 5 gammes ce qui n'est pas le cas (Figure 6).

Cette expérience montre que le calcul de l'écart-type d'étalonnage par la méthode des moindres carrés ordinaire n'est pas satisfaisant pour les mesures en continu de turbidité car il ne permet pas de tenir compte directement de l'incertitude sur les étalons. Lorsque 5 gammes d'étalons sont utilisées, l'évaluation est *a priori* meilleure car le fait de disposer de 5 gammes indépendantes permet d'intégrer les incertitudes sur les étalons dans le calcul. Néanmoins, la variation de l'incertitude sur l'étalon et la variation de l'incertitude de lecture avec le niveau de l'étalon demeurent hors du cadre des hypothèses relatives à l'utilisation de la méthode des moindres carrés ordinaire (Ruban & Joannis, 2008).

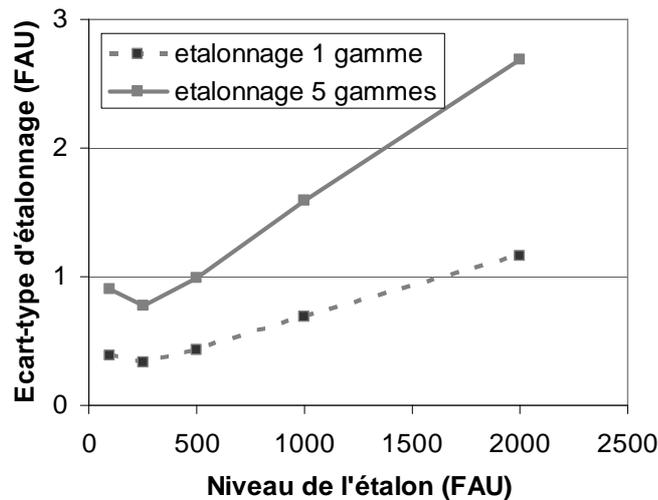


Figure 6 : Comparaison des incertitudes d'étalonnage à 1 et 5 gammes en utilisant la méthode des moindres carrés ordinaire (Ruban & Joannis, 2008)

1.3.3. La méthode de Monte-Carlo

Les incertitudes d'étalonnage peuvent être calculées en utilisant des simulations de Monte-Carlo qui permettent de tenir compte des incertitudes sur les valeurs des étalons. La méthode de Monte-Carlo présente l'avantage d'être générique et facile à mettre en œuvre pourvu que l'on dispose d'une connaissance suffisante des différentes sources d'erreur. Cette méthode fait d'ailleurs l'objet d'un projet de norme (JCGM-101-2008, 2008). Le principe de cette méthode est le suivant (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000).

- Définition des distributions statistiques des erreurs affectant chacune des variables d'entrée du processus,
- Tirage aléatoire des variables d'entrée dans les distributions correspondantes,
- Calcul de la variable de sortie à partir de la définition du processus et des valeurs des variables d'entrée : dans notre cas, il s'agit de reproduire l'ajustement à un polynôme de degré 2 par la méthode des moindres carrés ordinaire,
- Répétition des simulations un nombre important de fois (jusqu'à convergence de la valeur de moyenne de la grandeur de sortie et de sa dispersion),
- Evaluation de la distribution de la grandeur de sortie (moyenne et écart-type par exemple).

Dans le cas de l'exemple développé au LCPC pour comparer les étalonnages à 1 et 5 gammes, une méthode complète a été développée. Elle permet de simuler tout le processus de mesure par tirage aléatoire de suspensions-mères, puis par simulations des dilutions, et enfin par simulations des lectures successives. Ensuite, les points expérimentaux ainsi simulés sont ajustés par la

méthode des moindres carrés et la méthode permet de comparer la courbe d'étalonnage supposée vraie aux différentes courbes simulées (Ruban & Joannis, 2008). Au LEESU, une méthode de Monte-Carlo plus simple a été mise en place. Les tirages aléatoires portent en effet seulement sur le tirage de valeurs étalons dans des lois normales centrées sur la valeur théorique et affectées d'un écart-type correspondant à ceux de la Figure 2. Dans les deux cas, la méthode de Monte-Carlo permet de tenir compte de l'erreur sur les étalons et du fait que cette erreur varie avec le niveau de l'étalon.

1.3.4. Calcul des écarts-types d'étalonnage avec la méthode de Monte-Carlo

La méthode de Monte-Carlo a été utilisée sur des étalonnages à 1 et 5 gammes selon le cas présenté au chapitre 1, paragraphe 1.3.2. Les résultats des écarts-types d'étalonnage calculés pour 1 et 5 gammes avec la méthode de Monte Carlo ont été comparés à l'écart-type d'étalonnage calculé pour 1 gamme avec la méthode des moindres carrés ordinaire (Ruban & Joannis, 2008).

La Figure 7 permet de faire deux constats (Ruban & Joannis, 2008) :

- la méthode Monte-Carlo répond à ce qui était attendu du point de vue des incertitudes d'étalonnage : elle donne un niveau d'incertitudes plus élevé avec une seule gamme (d'un facteur d'environ $\sqrt{5}$) qu'avec 5 gammes.
- la méthode des moindres carrés ordinaire sous-estime largement les incertitudes par rapport à la méthode de Monte-Carlo.

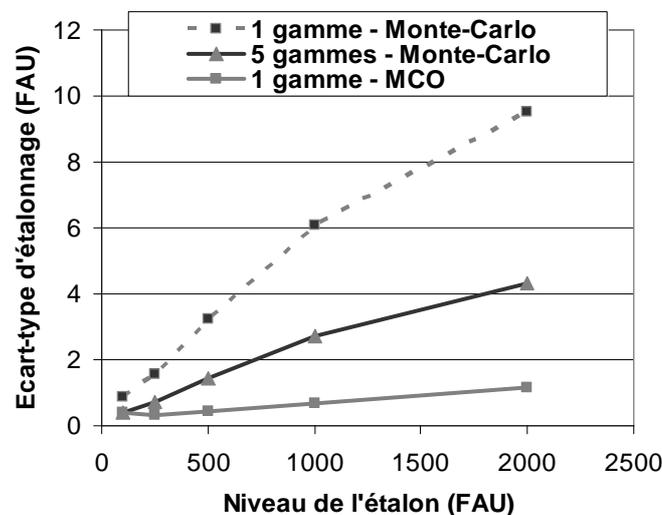


Figure 7 : Vérification du calcul des incertitudes d'étalonnage sur les exemples à 1 et 5 gammes testés au LCPC, MCO=Moindres Carrés Ordinaire (Ruban & Joannis, 2008)

Les étalonnages et le calcul des incertitudes présentés tout au long de ce chapitre ont donc été effectués en utilisant la méthode de Monte-Carlo. La Figure 8 présente les écarts-types d'étalonnages obtenus avec la méthode de Monte-Carlo pour le LEESU et le LCPC pour une seule gamme. Globalement, les écarts-types d'étalonnage sont un peu plus élevés pour le LEESU que pour le LCPC, ce qui est cohérent avec les différences d'écarts-types de lectures relevées sur la Figure 3 et sur la Figure 4. Les courbes opposées entre LEESU et LCPC à partir de la valeur de 1000 FAU ne s'explique par contre pas clairement. Les écarts-types d'étalonnage sont faibles et inférieurs à 1,5 % pour les deux laboratoires.

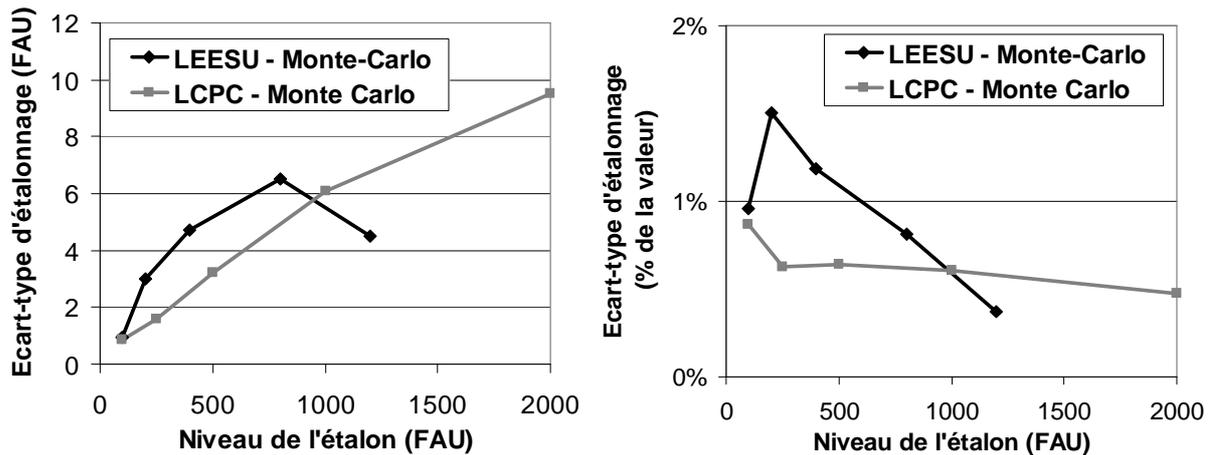


Figure 8 : Ecarts-types d'étalonnage calculés avec la méthode de Monte-Carlo pour une gamme d'étalons pour le LCPC et le LEESU (médiane des 4 étalonnages effectués au laboratoire sur les 4 turbidimètres de terrain), valeurs d'écarts-types (gauche) et valeurs relatives au niveau de l'étalon (droite)

1.3.5. La méthode de Williamson

A l'INSA de Lyon, la relation et les incertitudes d'étalonnage sont déterminées en utilisant la méthode de Williamson qui permet de tenir compte des incertitudes sur les étalons. Cette méthode consiste à minimiser l'écart E tel que $E = \sum_{i=1}^N \left(\frac{1}{s(x_i)^2} (X_i - x_i)^2 + \frac{1}{s(y_i)^2} (Y_i - y_i)^2 \right)$ avec

- N , le nombre de couples de valeurs mesurées,
- (x_i, y_{ik}) , $s(x_i)$ et $s(y_i)$, les incertitudes types respectives des valeurs mesurées x_i et y_i ,
- X_i et $Y_i = F(X_i)$, les valeurs prédites par la régression F .

Initialement, la méthode a été proposée par York et Williamson (Williamson, 1968; York, 1966) puis des corrections ont été apportées (Bertrand-Krajewski, 2004). Pour tenir compte de la non-linéarité des réponses des turbidimètres, la méthode, dite régression de type Williamson, a été étendue au cas des polynômes de degré deux et trois. Dans ces deux cas, il n'est plus possible de déterminer une solution analytique : une minimisation numérique non-linéaire est appliquée pour déterminer les valeurs des paramètres des polynômes et leurs incertitudes types (à partir de simulations de Monte-Carlo).

1.4. Réétalonnage des capteurs

1.4.1. Mise en évidence de la variation des étalonnages

Lorsqu'un turbidimètre est utilisé sur le terrain pendant des périodes longues, il est recommandé de procéder à des réétalonnages complets réguliers, tous les six mois par exemple (Ruban *et al.*, 2006). Compte tenu des difficultés potentielles d'étalonnage *in situ* ou bien de la lourdeur d'un démontage des sondes en cas de réétalonnage au laboratoire, cette fréquence peut être abaissée à un an si des vérifications et des réglages réguliers sont effectués. Les protocoles de suivi et de maintenance sont à cet effet explicités en détails dans le chapitre 2. Quelle que soit la fréquence des réétalonnages, il faut résoudre la question de l'intégration de la nouvelle relation d'étalonnage. En effet, toutes les mesures antérieures à un étalonnage n sont transformées par la relation d'étalonnage $n-1$. Ensuite, on doit normalement utiliser la relation n à partir de

l'étalonnage n . Or, que se passe t-il si les deux étalonnages sont très différents ? Quelle confiance accorder aux données précédant cet étalonnage ? Quelle relation leur appliquer ? Ce type d'interrogation doit normalement se produire peu fréquemment. En effet, il est recommandé d'effectuer des vérifications régulières des appareils sur le terrain (Joannis *et al.*, 2007; Ruban *et al.*, 2006) et de procéder à des réglages en cas de dérive comme nous venons de le mentionner. Néanmoins, il est important de pouvoir comparer les étalonnages successifs entre eux et vérifier s'ils sont ou non équivalents. Sur les sites parisiens où sont installés les 4 turbidimètres mentionnés tout au long de ce chapitre, plusieurs étalonnages ont été effectués au cours de la période d'étude. Nous avons choisi d'illustrer ce point en montrant les étalonnages successifs relatifs à l'un des turbidimètres et décrits dans le Tableau 4. La durée importante entre les deux premiers étalonnages est due au délai entre l'installation des turbidimètres sur site et le début de la thèse, période au cours de laquelle personne n'a pu procéder à un réétalonnage.

Tableau 4 : Etalonnages successifs sur un turbidimètre de terrain d'un site expérimental du réseau unitaire parisien (LEESU, programme OPUR)

N° Etalonnage	Lieu	Date	Ajustement à un polynôme de degré 2 : $y=a+b.x+c.x^2$		
			a	b	c
			1	Laboratoire	Nov. 2005
2	Terrain	16/02/2007	-4,43	1,10	$-1,23.10^{-4}$
3	Laboratoire	04/09/2007	-1,50	1,06	$-5,81.10^{-5}$
4	Terrain	17/12/2007	-5,03	1,05	$-6,55.10^{-5}$
5	Terrain	08/04/2008	-4,45	1,07	$-7,37.10^{-5}$

La Figure 9 montre les différences à la relation moyenne d'étalonnage des 5 relations d'étalonnages successives ainsi que les écarts-types d'étalonnages. Les écarts à la moyenne des relations d'étalonnage (en valeurs absolues) augmentent avec le niveau. Ils sont plus ou moins marqués selon l'étalonnage considéré (partie a de la Figure 9). En termes d'écarts-types, l'étalonnage 1, réalisé au laboratoire, se distingue des autres par des incertitudes plus faibles pour les hautes valeurs. Ce n'est pas le cas de l'étalonnage 3 également réalisé en laboratoire. Pour les niveaux inférieurs à 400 FAU, les valeurs d'écarts-types restent sensiblement les mêmes (partie b de la Figure 9).

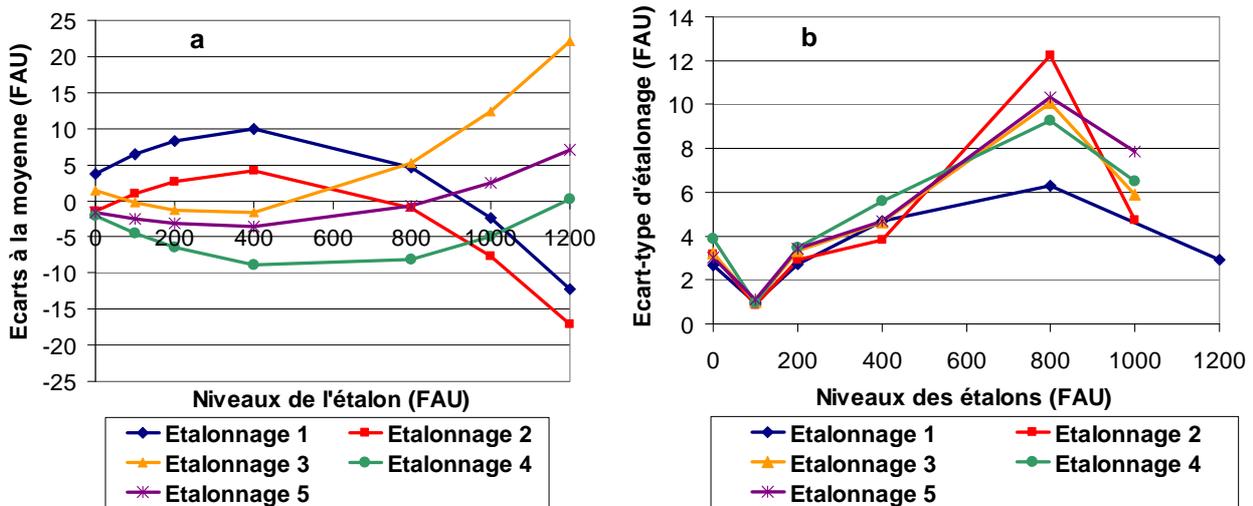


Figure 9 : Comparaison des étalonnages successifs d'un turbidimètre de terrain sur un site expérimental du LEESU, a, écart à la moyenne des relations d'étalonnage, b, écarts- types d'étalonnage

1.4.2. Equivalence des étalonnages

Il est difficile de déterminer si les étalonnages successifs représentés sur la Figure 9 sont ou non significativement différents. Nous allons donc comparer les relations d'étalonnage deux à deux pour vérifier si les écarts entre deux courbes successives sont bien compris dans un intervalle de confiance à 95 %. La méthode générale repose sur la comparaison des valeurs y'_{10} et y'_{20} indiquées par l'appareil en utilisant respectivement une relation n°1 ou une relation n°2. Si $s_{etal}(y_{10})$ et $s_{etal}(y_{20})$ sont les écarts-types d'étalonnage relatifs aux 2 courbes d'étalonnage et correspondant à la valeur étalon x_0 , l'écart-type de la différence $y'_{20} - y'_{10}$ vaut $s_{etal}(diff) = \sqrt{s_{etal}^2(y_{10}) + s_{etal}^2(y_{20})}$ (car y_{10} et y_{20} sont indépendantes). Pour que les courbes soient considérées comme identiques, il faut que les écarts appartiennent à un intervalle de confiance défini au niveau de confiance de 95% par :

$$|y'_{20} - y'_{10}| \leq \pm t_{1-\alpha/2} * s_{etal}(diff) \text{ avec } t_{1-\alpha/2} \text{ variable de Student pour une probabilité de 95\%}.$$

1.4.3. Application aux étalonnages successifs effectués sur T1

Les comparaisons deux à deux des étalonnages successifs de la Figure 9 sont visibles sur la Figure 10. Normalement, chaque comparaison a son propre intervalle de confiance mais pour plus de clarté, seul l'intervalle de confiance relatif à la comparaison 2-3 a été représenté sur la figure. En fait, les intervalles de confiance sont tous très proches les uns des autres et le plus étroit a été choisi pour illustrer ce cas. Cet intervalle de confiance est très resserré autour de la valeur 100 FAU et s'élargit considérablement ensuite. Les comparaisons 1-2 et 3-4 sont donc hors de l'intervalle de confiance pour ce niveau. Pour le niveau 1000 FAU, les comparaisons 2-3 et 3-4 sont également hors de l'intervalle à 95 %. Toutefois, globalement, les valeurs sont toutes assez largement dans l'intervalle de confiance. On peut donc considérer ces étalonnages comme équivalents. Mais cet exemple montre que même si des courbes relatives à des étalonnages successifs ont l'air très proches, cette équivalence n'est pas acquise et doit être vérifiée selon la méthode décrite dans le chapitre 1, paragraphe 1.4.2. Il montre également la stabilité de la non-linéarité dans les étalonnages successifs.

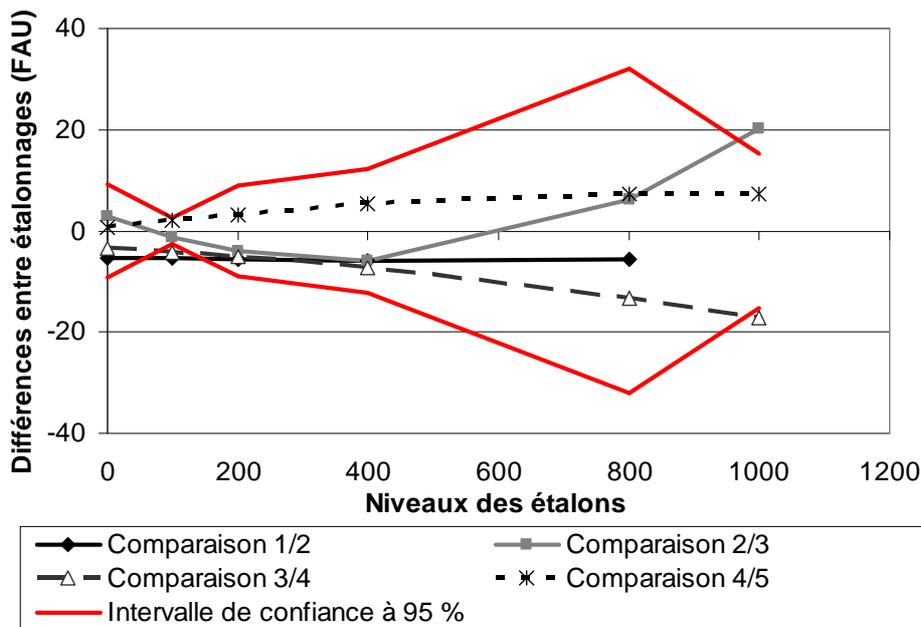


Figure 10 : Comparaison deux à deux des étalonnages successifs d'un turbidimètre de terrain sur un site expérimental du LEESU : vérification de l'équivalence des étalonnages

2. Incertitude expérimentale

2.1. Comment mesurer l'incertitude expérimentale ?

2.1.1. Prélèvements d'échantillons

En laboratoire, la variance expérimentale est caractérisée à partir de la dispersion des répétitions de lectures sur les différents niveaux d'étalon (chapitre 1, paragraphe 1.2.3). Dans le cas d'un turbidimètre de terrain, l'incertitude expérimentale va dépendre du milieu dans lequel est effectuée la mesure. Dans le cas d'un turbidimètre implanté en réseau d'assainissement, on peut considérer que l'incertitude correspond à la dispersion des valeurs mesurées sur un même échantillon d'effluent. Sous cette hypothèse, une première approche consiste alors à effectuer des prélèvements d'eaux usées au point de mesure considéré et à évaluer ensuite la dispersion. Ce travail nécessite de tamiser au préalable les échantillons (tamisage à 2 mm) afin d'éliminer les grosses particules non représentatives de l'échantillon. Il a été déterminé que pour des eaux résiduaires urbaines, dans des conditions de mesures identiques, les écarts-types de répétabilité variaient entre 0,8 et 8 FAU sur la gamme de 100 à 2000 FAU contre une variation de 0,6 à 1,6 FAU pour la répétabilité sur la formazine (Ruban & Joannis, 2008).

2.1.2. Approche par des mesures successives à pas de temps court

L'approche par prélèvements d'échantillons part de l'hypothèse que l'incertitude expérimentale est uniquement définie par la répétabilité de lecture sur des échantillons d'eaux résiduaires. Or, dans le cas des mesures de terrain, le capteur ne voit jamais passer le même effluent. Toute la question repose alors sur la façon de définir le mesurande. En effet, supposons que des mesures de turbidité soient prises instantanément toutes les minutes. La valeur enregistrée à une minute m correspond par exemple à ce que le capteur voit à la seconde s . Mais que se passe-t-il si au lieu d'enregistrer la seconde s pour la minute m , on enregistre la seconde $s+1$? D'un point de vue physique, sur des plages de temps relativement courtes, la turbidité varie normalement peu car l'effluent ne subit pas de changements significatifs pendant des durées de l'ordre d'une minute. Les variations observées sont donc des fluctuations d'échantillonnages qui peuvent être vues comme représentatives de l'erreur expérimentale.

Si la variance expérimentale est définie selon cette seconde approche, son évaluation va reposer sur l'analyse de données enregistrées. Le principe est d'isoler des fenêtres temporelles courtes pendant lesquelles le signal est resté à un niveau stable et de considérer l'ensemble des valeurs de la fenêtre comme issues d'un seul et même effluent, ce qui permet ensuite de calculer la dispersion des valeurs sur la fenêtre et d'en déduire l'incertitude expérimentale. Pour cela, il est préférable de disposer d'une acquisition très rapide, de l'ordre de la seconde, afin de travailler sur des fenêtres temporelles suffisamment courtes pour que le signal de turbidité ne subisse pas de variation réelle. La méthodologie et les résultats de calcul relatifs à cette méthodologie seront présentés dans la suite de ce travail.

2.1.3. Expression de l'incertitude expérimentale en unités étalons

De manière analogue à ce qui a été indiqué pour l'incertitude d'étalonnage (cf. chapitre 1, paragraphe 1.3.2), l'expression finale de l'incertitude expérimentale en unités étalon pour la valeur x_0 s'obtient en divisant l'écart de répétabilité s_i par le nombre de mesures n_0 , la dérivée $f'(x_0)$ en x_0 de la fonction d'étalonnage (avec $x_0=f^{-1}(y)$ où y est la moyenne des valeurs enregistrées ayant servi à déterminer s_i) : $s_{\text{exp}} = \frac{s_i}{\sqrt{n_0} \cdot f'(x_0)}$ (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000).

2.2. Calcul de l'incertitude expérimentale à partir de données enregistrées

2.2.1. Méthodologie

Différents calculs ont été effectués au LEESU et au LCPC pour évaluer l'incertitude expérimentale. Pour ces tests, l'amortissement est mis au minimum afin de mesurer au mieux l'hétérogénéité du milieu. Sur les sites de mesures parisiens (LEESU) l'acquisition des données se fait normalement au pas de temps de la minute. Néanmoins, dans un objectif de tests de filtrage (cf. chapitre 3) sur l'un des deux sites de mesure (site des Quais), une expérience ponctuelle a permis d'acquérir les données à pas de temps beaucoup plus courts, toutes les 2,3 secondes pendant une semaine (les détails de cette expérience sont présentés dans le chapitre 3). Pour chacun des deux turbidimètres, quelques heures d'une journée spécifique ont été isolées (journée sans trop de perturbations de mesures). Pendant cette période, les écarts-types ont été calculés sur des fenêtres glissantes de 1 minute. A la fin, la distribution de l'ensemble des écarts-types a été analysée et a permis de calculer l'écart-type expérimental (Figure 11).

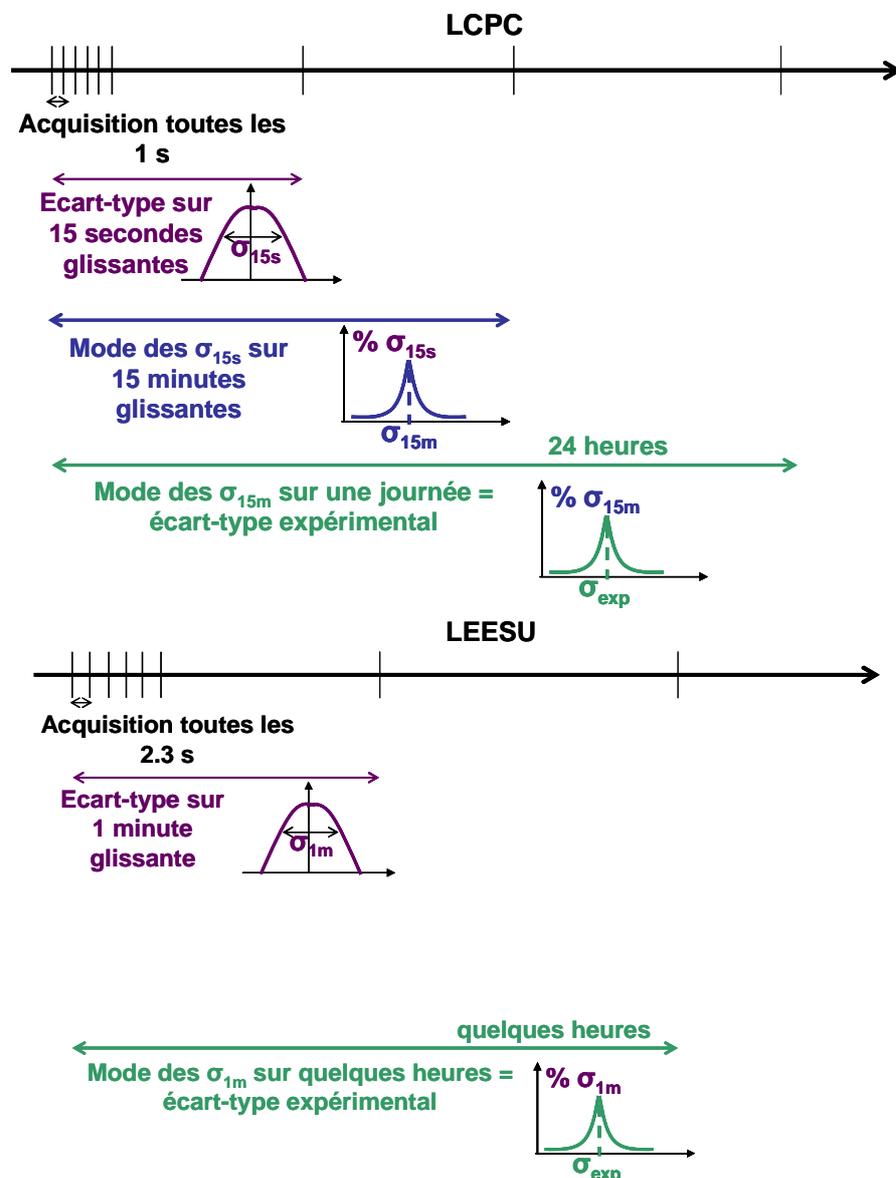


Figure 11 : Schémas de principe du calcul de l'écart-type expérimental à partir de données enregistrées à pas de temps rapide pour le LCPC et le LEESU

Une méthode similaire a été utilisée au LCPC à partir d'enregistrements de fréquence 1 seconde. En revanche, les calculs ont été effectués sur des fenêtres temporelles plus courtes – 15 secondes – elles-mêmes analysées sur des fenêtres glissantes de 15 minutes afin d'éliminer les bruits de grandes amplitudes dus aux artefacts de mesures. Enfin, l'écart-type expérimental a été calculé à partir de la distribution de tous les écarts-types sur 15 minutes glissantes, pour deux journées et deux turbidimètres (Figure 11).

2.2.2. Calcul des incertitudes expérimentales

Les résultats de la méthodologie et les différents calculs effectués sont présentés dans le Tableau 5 pour $n_0=1$ c'est-à-dire pour une seule mesure instantanée. Les résultats du LCPC et du LEESU sont très similaires avec des calculs d'écarts-types expérimentaux compris entre 6 et 9 FAU pour des niveaux moyens de 200 à 300 FAU. Ces valeurs d'incertitudes expérimentales sont donc supérieures aux écarts-types de répétabilité obtenus sur des échantillons d'eaux résiduaires, ce qui est normal compte tenu du fait que cette dernière méthode tient compte de la dispersion d'échantillonnage. Pour la suite, une valeur constante d'écart-type expérimental de 7 FAU a été retenue quel que soit le niveau de turbidité pour les données du LEESU comme du LCPC.

Tableau 5 : Méthodologies et calcul de l'incertitude expérimentale à partir de données enregistrées

Laboratoire	Pas de temps d'acquisition des données (s)	Fenêtre de calcul de l'écart-type	Fenêtre de calcul finale	N° du turbidimètre	Ecart type expérimental (FAU)	Niveau de turbidité (FAU)
LEESU	2,3	1 minute	6 heures le 17/01/08	T1	7	296
			11,5 heures le 28/01/08	T2	6	229
LCPC	1	15 secondes	le 23/01/06	T1	7	210
			le 18/07/06	T2	7	210
			le 23/01/06	T1	8	300
			le 18/07/06	T2	9	300

2.2.3. Avantages et inconvénients de la méthode

La méthode de calcul de l'incertitude expérimentale à partir de données enregistrées présente plusieurs avantages :

- d'un point de vue pratique, elle permet de s'affranchir de campagnes de prélèvements d'échantillons, puis de mesures au laboratoire, pas toujours faciles à réaliser. Cette méthode permet aussi de sélectionner beaucoup plus de données et de travailler sur plus d'échantillons que lors de campagnes expérimentales.
- du point de vue de la représentativité, le calcul porte sur des données non modifiées par rapport à un prélèvement d'échantillons qui nécessite de tamiser les échantillons et qui risque de modifier l'échantillon et sa variance expérimentale. Cette méthode représente *a priori* mieux la variabilité expérimentale d'échantillonnage par rapport à la simple mesure de la répétabilité dans le cas de prélèvements.

La difficulté de cette méthode repose par contre sur la sélection des données. Si le signal est trop perturbé par des bruits de fortes amplitudes, le calcul des dispersions risque d'être faussé.

2.3. Calcul de l'incertitude totale sur les mesures de turbidité

2.3.1. Somme des incertitudes expérimentales et des incertitudes d'étalonnage

La variance totale en x_0 se calcule en sommant la variance d'étalonnage et la variance expérimentale : $s_{tot}(x_0)^2 = s_{exp}(x_0)^2 + s_{etal}(x_0)^2$. Ensuite, il est également possible de déterminer un intervalle de confiance au niveau $1-\alpha$ (par exemple 95 %) sur la valeur vraie du mesurande, selon $[x_0 - s_{tot}(x_0)t_{1-\alpha/2}(v_{tot}) ; x_0 + s_{tot}(x_0)t_{1-\alpha/2}(v_{tot})]$ avec t la variable de Student calculé pour v_{tot} degrés de liberté (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000). Toutefois, le nombre de degré de liberté v_{etal} du calcul de l'incertitude d'étalonnage et celui v_{exp} du calcul de l'incertitude expérimentale ne sont pas les mêmes. Pour calculer le nombre de degrés de liberté associé à la variance totale, il faut utiliser la formule de Welch (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000; Ruban & Joannis, 2008) :

$$v_{tot} = \frac{s_{tot}^4}{\frac{s_{etal}^4}{v_{etal}} + \frac{s_{exp}^4}{n_0}}$$

n_0 le nombre de répétitions de mesures effectuées pour obtenir la valeur mesurée.

2.3.2. Application au LEESU et au LCPC

Le calcul de l'écart-type total a été réalisé pour les expériences du LCPC et du LEESU en sommant les écarts-types d'étalonnage de la Figure 8 obtenus par la méthode de Monte-Carlo et les écarts-types expérimentaux. Pour les écarts-types expérimentaux, deux valeurs peuvent être utilisées :

- Soit on considère, comme c'est le cas en routine au LEESU, que les mesures de turbidité sont enregistrées de façon instantanée toutes les minutes : dans ce cas, $n_0=1$ et il faut utiliser la valeur de 7 FAU comme valeur d'écart-type expérimental.
- Soit on considère, comme c'est le cas en routine au LCPC et dans l'expérience ponctuelle au LEESU, que les mesures de turbidité sont enregistrées toutes les minutes à partir de mesures à la seconde (ou toutes les 2,3 secondes au LEESU) : dans ce cas, $n_0=60$ (LCPC) ou $n_0=26$ (LEESU) et il faut utiliser la valeur de $7/\sqrt{60}=0,9$ FAU (LCPC) ou $7/\sqrt{26}=1,4$ FAU (LEESU) comme valeur d'écart-type expérimental. Le cas $n_0=15$ (LCPC) a également été calculé puisque les écarts-types expérimentaux du LCPC ont été établis pour des fenêtres glissantes de 15 secondes ($7/\sqrt{15}=1,8$ FAU).

L'écart-type total a les mêmes variations que l'écart-type d'étalonnage à un niveau un peu plus élevé selon la valeur de l'écart-type expérimental (Figure 12, a). Exprimés en pourcentages, les écarts-types totaux restent faibles sauf lorsque la valeur de 7 FAU est utilisée pour des niveaux inférieurs à 200 FAU dans le cas du LEESU (Figure 12, b). Mais la valeur de $s_{exp}=7$ FAU est certainement surestimée car établie pour des valeurs supérieures à 100 FAU et pour $n_0=1$. Il faudrait poursuivre cette exploitation pour disposer de valeurs d'écarts-types expérimentaux pour tous les niveaux de valeurs de turbidité rencontrés.

Dans la gamme de valeurs usuelles, les écarts-types totaux seront en général inférieur à 2 % soit une incertitude à 95 % inférieure à ± 4 % : la mesure en continu de turbidité peut donc être obtenue avec un très bon degré de précision.

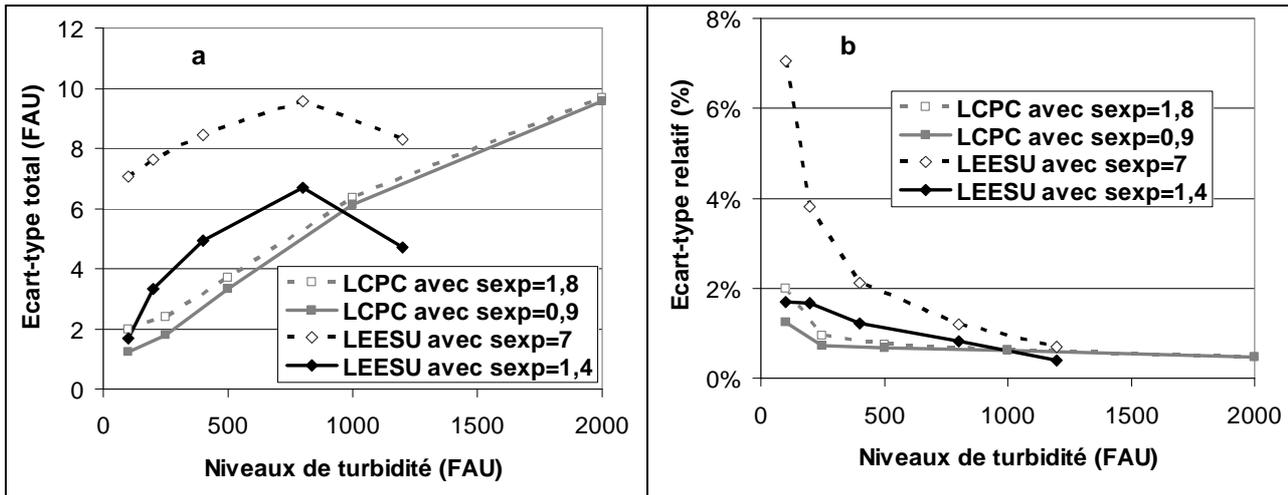


Figure 12 : Écart type total sur la mesure de turbidité, (a) valeur en FAU, (b) valeur relative en %)

3. A retenir pour un étalonnage réussi

Les expériences du LEESU, du LCPC et de l'INSA de Lyon montrent qu'il est possible de garantir une mesure de turbidité avec des incertitudes inférieures à 5 % si un protocole d'étalonnage rigoureux est mis en œuvre.

Ces incertitudes proviennent de l'incertitude expérimentale, qui est peu élevée, et de l'incertitude d'étalonnage. L'un des points majeurs est d'évaluer l'incertitude sur les étalons et d'en tenir compte dans le calcul de l'incertitude d'étalonnage car les erreurs sur les étalons sont du même ordre de grandeur que les autres sources d'erreurs. Dans la mesure du possible, à moins de disposer d'étalons du commerce très précis (mais onéreux), il est préférable de fabriquer soit même les étalons de formazine. L'idéal serait de pouvoir effectuer des étalonnage utilisant 5 gamme indépendantes d'étalons (Joannis *et al.*, 2007; XP T 90-210, 1999). Dans les conditions pratiques habituelles, c'est rarement ce qui est effectué. Par conséquent l'évaluation des incertitudes d'étalonnage doit utiliser des méthodes permettant de tenir compte de ces incertitudes : Williamson ou Monte-Carlo car la méthode des moindres carrés ordinaire sous-estime les incertitudes. Enfin, il est important d'effectuer des réétalonnages réguliers et de comparer ces étalonnages les uns par rapport aux autres.

Chapitre 2. Comment mesurer la turbidité *in situ* ?

Le chapitre précédent a montré qu'obtenir des mesures précises de turbidité était possible en respectant des conditions strictes d'étalonnage. Néanmoins, dans le cas des mesures de terrain, l'étalonnage ne suffit pas à garantir une bonne mesure. L'une des difficultés majeures va être d'installer les sondes dans le milieu difficile d'un réseau d'assainissement afin d'obtenir des mesures fiables et pérennes. Le chapitre 2 décrit donc d'abord des solutions d'installation *in situ* des sondes : directement dans le milieu ou en dérivation. Dans un deuxième temps, la mise en place de protocoles de suivi et d'entretien au cours du temps sera traitée.

1. Mesures au fil de l'eau ou mesures en dérivation

Selon les possibilités offertes par le site expérimental et selon les choix de l'utilisateur, il est possible :

- de mesurer la turbidité directement dans le collecteur,
- de dériver une partie de l'effluent et de faire la mesure dans une zone annexe protégée. Dans ce cas, il est bien sûr nécessaire d'installer une prise d'eau *in situ* dans le collecteur.

1.1. *Choix du point de mesure et de son positionnement dans la section*

1.1.1. **Recommandations générales**

La turbidité est une mesure indirecte de paramètres polluants comme les MES et la DCO, habituellement mesurées par prélèvements automatiques. Certaines règles de mise en œuvre de préleveurs automatiques d'échantillons de MES et de DCO s'appliquent donc également aux mesures en continu de turbidité (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000) :

- la représentativité des mesures au point choisi,
- la fiabilité du dispositif de mesure,
- la facilité d'installation,
- la facilité d'accès,
- la sécurité du matériel et du personnel,
- le coût d'installation et d'entretien.

Nous allons développer plus particulièrement l'étude des critères de représentativité des mesures au point choisi et de fiabilité du dispositif de mesure. Le critère de facilité d'installation n'a pas été développé en détails mais abordé en même temps que la question de la fiabilité du dispositif de mesure, qui dépend justement des choix d'installation.

Par ailleurs, les critères de facilité d'accès, de sécurité du matériel et du personnel se posent dans les mêmes termes pour la turbidité que pour d'autres capteurs. En effet, outre le problème de la sécurité, pour tout type de capteur, le point de mesure doit être facilement accessible afin de pouvoir procéder aux opérations de maintenance (Lorentz *et al.*, 2002). A titre d'exemple, le site de Nancy de Maxeville et le site de Duchesse Anne à Nantes présentent une grande simplicité d'accès avec un cheminement large et sécurisé, de la place pour effectuer le nettoyage et éventuellement l'étalonnage des sondes. A Paris, les sites des Quais et de Clichy sont plus difficilement accessibles : il faut, soit descendre dans un regard, soit descendre un escalier très

profond, mais dans les deux cas, les entrées sont situées sur le trottoir. La banquette des collecteurs n'offre qu'un espace de travail limité pour la maintenance et les étalonnages et nécessite de s'assurer. A Graz, un point de mesure est équipé d'un spectromètre UV-VIS mais il est très difficile d'accès avec un regard étroit donnant sur une avenue avec une circulation automobile importante (Gruber *et al.*, 2005). Dans le cas des sites de l'OTHU équipés de turbidimètres (Ecully et Chassieu), l'accès est facile puisque les mesures sont effectuées en dérivation. Les opérations de maintenance et de contrôle ont lieu dans un local en surface, à proximité du point de mesure. Enfin, les questions de coût d'installation et d'entretien n'ont pas été étudiées au cours de cette thèse.

1.1.2. Représentativité du point de mesure

La représentativité du point de mesure dépend beaucoup des conditions hydrauliques dans la section de mesure choisie. Les conditions de représentativité de la mesure en continu de turbidité ont de nombreux points communs avec les conditions de représentativité des systèmes de prélèvements automatiques d'échantillons d'effluents.

Tout d'abord, il faut que le point de mesure (ou la position de la prise d'eau dans le cas de mesures en dérivation) garantisse un mélange suffisant des effluents afin de limiter les risques d'hétérogénéité dans la section de mesure (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000). En effet, les particules des eaux résiduaires peuvent présenter des vitesses de décantation très différentes. Leur répartition spatiale, et donc la turbidité, dépend de la turbulence qui les maintient en suspension (Ruban *et al.*, 2006). Pour avoir des mesures homogènes, il faut éviter une implantation des capteurs ou de la prise d'eau dans des zones à faible vitesse d'écoulement car il y a alors un risque de décantation des particules et de stratification de l'écoulement dans la section de mesure.

Il faut également éviter certaines perturbations hydrauliques comme l'aval d'un coude, d'un virage ou d'une zone de confluence (Schellart, 2002). De plus, la turbidité est très sensible à la présence de bulles d'air qui peuvent fausser les mesures (Henckens, 2001; Lorentz *et al.*, 2002). Dans le cas des prélèvements, le risque de contamination de l'effluent par des biofilms et des dépôts est accru si le point de mesure est trop près des parois (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000). Dans le cas des mesures en continu de turbidité, cela peut éventuellement provoquer un encrassement plus important des sondes.

Le dernier point concerne la profondeur d'immersion. Pour les prises d'eau, il est préconisé de respecter une profondeur de prélèvement comprise entre 40 % et 60 % de la hauteur d'eau (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000). Pour les mesures de turbidité, le même principe peut être appliqué. Il faut toujours veiller à ce que les sondes soient suffisamment immergées pour obtenir de bonnes mesures. Etant donné la longueur des sondes, une profondeur minimale de 10 à 30 cm sous la surface est nécessaire (Lorentz *et al.*, 2002).

1.2. Fiabilité du dispositif de mesure in situ

1.2.1. Problème de l'encrassement et des déchets flottants

Le paragraphe précédent a listé des conditions à respecter pour garantir la représentativité du point de mesure à partir de considérations sur l'hydraulique et sur le positionnement de la sonde dans la section.

Dans ce paragraphe, nous allons nous intéresser aux mesures de turbidité directes *in situ*. L'installation des sondes dans un collecteur doit permettre de respecter les conditions de

représentativité listées ci-dessus mais également garantir la fiabilité du système. Le principal problème des mesures de turbidité *in situ* est leur sensibilité à l'encrassement. Ce problème n'est d'ailleurs pas propre à la turbidité mais existe pour d'autres types de mesures optiques comme les mesures par spectromètre UV-VIS (Gruber *et al.*, 2005) ou les mesures par spectromètre de type S::can^R (Lorentz *et al.*, 2002). Le système d'installation doit donc permettre de protéger les sondes des déchets flottants entraînés par le courant qui risquent de colmater les sondes et de les endommager (Schellart, 2002).

1.2.2. Adaptation de l'installation aux conditions hydrauliques

Les sondes doivent être positionnées parallèlement au sens de l'écoulement afin d'éviter un colmatage par des déchets et des perturbations importantes des mesures (Henckens *et al.*, 2002; Ruban, 1995). Le dispositif d'installation doit maintenir l'orientation des sondes, même dans des conditions hydrauliques difficiles avec vitesses et débits importants, grande hauteur d'eau ou avec mise en charge du collecteur (Lorentz *et al.*, 2002). A l'inverse, s'il y a des périodes de faibles hauteurs d'eau, le dispositif d'installation doit empêcher les phénomènes de sédimentation autour des sondes (Gruber *et al.*, 2005).

1.2.3. Solutions d'installation des sondes *in situ*

Le respect de toutes les conditions de représentativité et de fiabilité n'a pas de solution universelle. Chaque dispositif expérimental est adapté aux conditions du milieu et du site. Nous avons choisi de lister quelques exemples d'installations *in situ* en collecteurs de réseau d'assainissement pour différents dispositifs optiques : spectromètre UV-VIS, spectromètre S::can^R et turbidimètre (Tableau 6). En ce qui concerne la fiabilisation des dispositifs d'installation face à l'encrassement, trois systèmes peuvent être distingués (Tableau 6 et Figure 13) :

- L'utilisation d'un « piège » à flottants en amont,
- La mise en place d'un dispositif de protection des sondes,
- Une installation sur flotteur.



Figure 13 : Systèmes d'installation et de protection des sondes contre les déchets flottants, perche d'accroche (gauche, site des Quais à Paris), flotteur (milieu, site de Maxeville à Nancy), cage de mesure (droite, site de Duchesse Anne à Nantes)

Sur les sites parisiens des Quais et de Clichy, les sondes de turbidité sont fixées sur des perches elles-mêmes fixées à environ 50 centimètres de la paroi du collecteur. Les sondes sont fixées 50 centimètres au dessus de fond du collecteur et sont toujours immergées (Figure 14). En amont

des deux perches de fixation des sondes, une perche permet de retenir la majorité des flottants. Ce système a l'inconvénient de créer un obstacle supplémentaire dans l'écoulement. Toutefois, les sites des Quais et de Clichy présentent des sections très larges (respectivement 1,19 mètres et 3,04 mètres pour les deux sites), de sorte que la perche a un impact limité. Les perches de fixation des sondes permettent de garantir la bonne orientation des sondes dans l'écoulement. Par contre, lors d'orages violents avec des débits très importants, l'une des sondes du site de Clichy s'est déjà détachée de son support et les fixations ont alors été endommagées.

Le schéma de la Figure 14 donne les principales caractéristiques des installations des turbidimètres sur les sites des Quais et de Clichy (voir aussi l'annexe D).

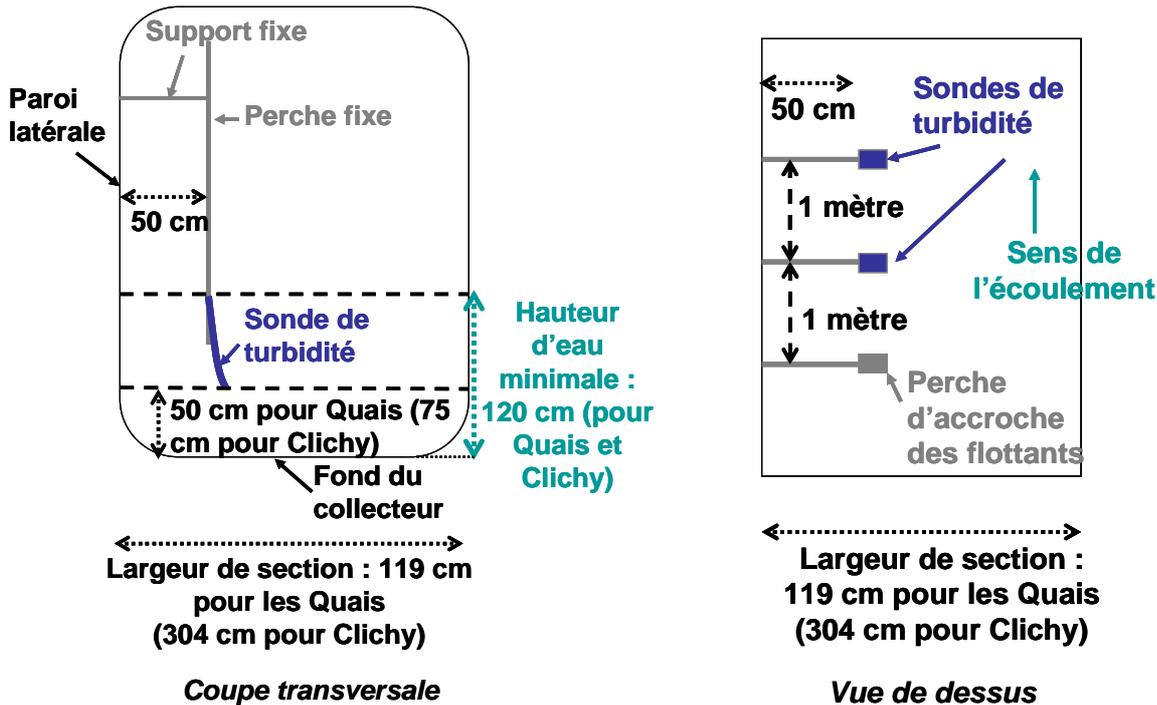


Figure 14 : Schéma d'implantation des sondes de turbidité sur les sites des Quais et de Clichy, à gauche, coupe transversale, à droite, vue de dessus

Certains systèmes d'installation sont plus adaptés à un site qu'à un autre. A Nantes, les sondes avaient été initialement fixées sur une perche avec deux articulations, elle-même fixée à une poutrelle (Figure 15). Les articulations de la perche permettaient l'effacement de cette dernière en cas d'interception de macro-déchets et avaient pour objectif de maintenir l'orientation des sondes dans l'effluent et leur positionnement au centre du canal.



Figure 15 : Système de maintien initial des sondes sur le site de Duchesse Anne à Nantes : perche articulée + poutrelle fixe

Des macro-déchets ont quand même été capturés par la sonde et la perche a été cassée. De plus, le positionnement dans l'écoulement entraînait de grosses perturbations de mesures. Le système a donc été remplacé par une perche simplement articulée avec un cardan en tête de perche afin d'assurer l'orientation des sondes (Figure 16 et Figure 17). Afin de protéger les sondes des macro-déchets, un dispositif de « cage » de mesure a également été installé (Figure 13 et Figure 17).



Figure 16 : Cardan assurant l'orientation des cellules optiques et le positionnement au centre du canal de mesure sur le site de Duchesse Anne à Nantes

Les systèmes doivent donc toujours être testés puis adaptés. La première solution n'est pas toujours optimale.

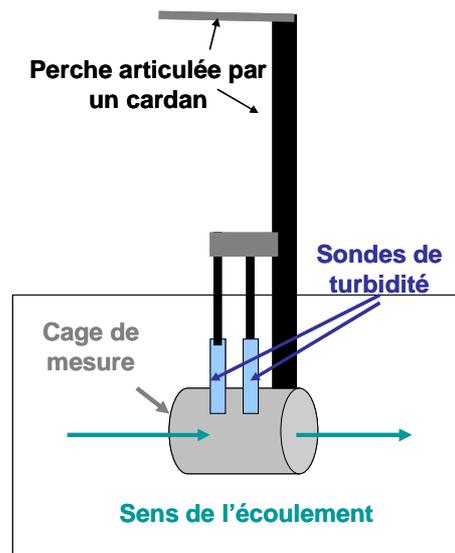


Figure 17 : Coupe longitudinale de l'installation sur le site de Duchesse Anne à

Les systèmes de flotteurs permettent également d'éviter un macro-encrassement trop important et l'accrochage de flottants. Des systèmes de « proue » peuvent écarter les déchets avant qu'ils n'arrivent sur les sondes (Lorentz *et al.*, 2002). Les installations sur flotteurs peuvent présenter des problèmes de stabilité lorsque les débits et vitesses sont importants. Ils peuvent en effet se déplacer facilement et se retrouver perpendiculairement à l'écoulement (Lorentz *et al.*, 2002) voire se retourner.

Le Tableau 6 reprend des exemples types d'installations *in situ* présentés dans ce paragraphe.

Tableau 6 : Exemples de dispositifs de mesures en réseau d'assainissement, mise en oeuvre pratique

Point de mesure	Description de l'installation	Conditions de stabilité et d'orientation dans l'écoulement	Protection contre les déchets flottants et/ou le colmatage et la sédimentation	Accessibilité
Réseau unitaire de Paris : 2 sites Quais et Clichy (OPUR)	Sondes fixées sur des perches accrochées à un support fixe	Support fixé à la banquette – 2 cas de décrochage des sondes suite à la mise en charge du collecteur	Perche d'accroche des flottants fixée à l'amont des sondes	Regard (Quais), ou escalier (Clichy), banquette de largeur 1 m (Clichy) ou 60 cm (Quais)
Réseau unitaire de Nantes : site de Duchesse Anne (LCPC)	Sondes installées dans une cage de mesure fixée sur une perche	Cardan en tête de la perche qui assure l'orientation des cellules et le positionnement au centre	Cage de plastique : bidon découpé en entrée sortie qui protège des déchets	Chambre de mesure hors collecteur avec eau courante (tête de siphon à l'aval d'une chambre à sable)
Amont de STEP de Maxeville à Nancy (GEMCEA)	Sondes fixées sur un flotteur	/	/	Passerelles d'accès autour du point de mesure
Chambre de déversement à Graz en Autriche (Gruber <i>et al.</i> , 2005)	Sonde fixée sur un flotteur	Flotteur accroché à une perche	Panneau incliné à l'aval du flotteur pour rehausser le niveau d'eau par temps sec	Regard donnant sur une avenue très fréquentée, étroitesse
Réseau unitaire de Burscheid en Allemagne (Lorentz <i>et al.</i> , 2002)	Sonde fixée sur un flotteur	Problème de positionnement du flotteur	Proue en polystyrène sur le flotteur	/

1.3. Fiabilité des dispositifs de mesures en dérivation

1.3.1. Principe du système

Le paragraphe précédent a montré que l'installation *in situ* peut être difficile. Les mesures directes en collecteurs sont plus sujettes à problèmes en raison des risques d'encrassement et d'endommagement des sondes par des déchets flottants. Dans ce contexte, certains dispositifs de mesures en continu ont été élaborés pour mesurer en dérivation. C'est le cas des sites de l'OTHU autour de Lyon, équipés de différents dispositifs de suivi en continu dont des mesures de turbidité pour les sites d'Ecully et de Chassieu. Les effluents étudiés sont pompés et envoyés vers un canal de mesure, situé dans un local technique équipé de différents dispositifs de mesures comme sur le schéma de la Figure 18, commun à tous les sites de mesure OTHU.

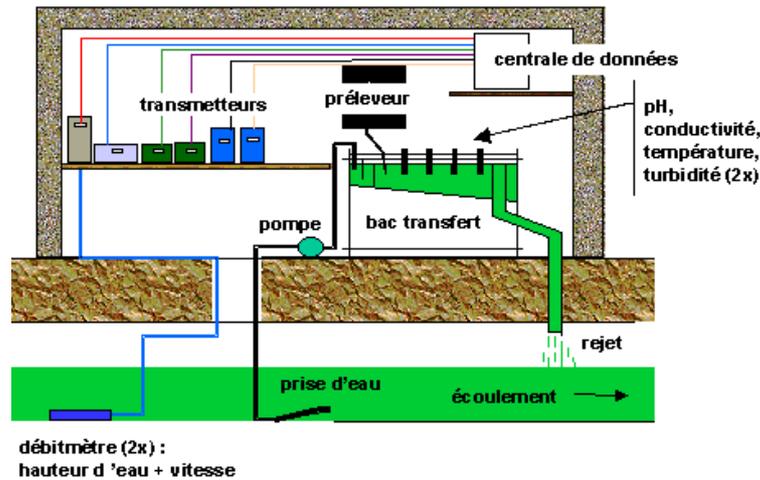


Figure 18 : Principe de fonctionnement d'un site de mesure en dérivation de l'OTHU (site web <http://www.graie.org/othu>)

La Figure 19 permet de visualiser le canal de mesure (gauche et droite) ainsi qu'une série de sondes de mesure dont une sonde de turbidité (au milieu) pour le site de Chassieu. Comme pour les mesures directes en collecteur, le canal de dérivation doit toujours bénéficier d'une hauteur d'eau et d'une vitesse d'écoulement suffisante afin de garantir des mesures fiables et représentatives et éviter les phénomènes de sédimentation et de décantation. A Lyon, la section du canal de mesure a été rétrécie à l'aval afin de garantir une hauteur d'eau suffisante à l'amont au niveau des sondes. Il faut également nettoyer le canal de mesure régulièrement. Sur le site d'Ecully, une électrovanne permet d'envoyer de l'eau potable via la pompe de prélèvement lorsque qu'il n'y a pas d'amenée d'effluents.

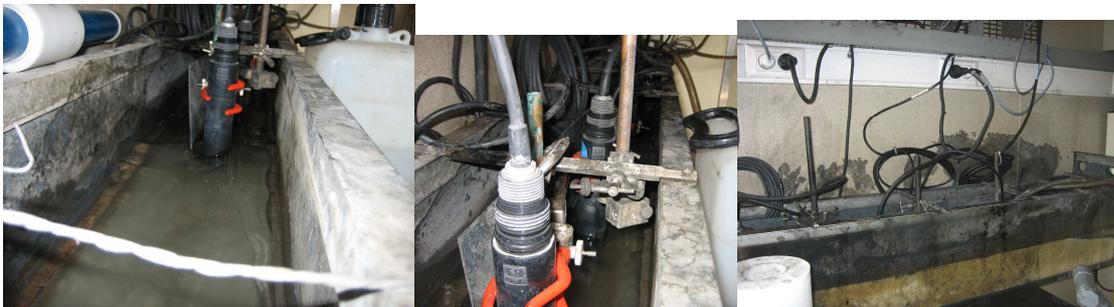


Figure 19 : Mesures en continu en dérivation dans un local technique sur le site de Chassieu à Lyon (INSA de Lyon – site de l'OTHU)

1.3.2. La question de la représentativité

Dans le cas des mesures en dérivation, la question de la représentativité se pose à plusieurs niveaux :

- au niveau de l'implantation de la prise d'eau,
- au niveau du canal de mesure en dérivation,
- au niveau du passage du collecteur vers le canal de mesure.

Pour le premier point, la question se pose de la même façon que pour les mesures de turbidité en collecteur et a été traitée dans le chapitre 2, paragraphe 1.1.2 lorsque les questions du choix du point de mesure en fonction de l'hydraulique ont été abordées. L'installation d'une prise d'eau doit répondre à certaines règles techniques, explicitées clairement dans la littérature (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000).

Pour le deuxième point, il faut assurer une hauteur d'eau et une vitesse suffisantes dans le canal de mesure. C'est pour cela que le canal de mesure a été rétréci à l'aval à Lyon. Il reste donc la question du pompage de l'effluent du collecteur vers le canal de mesure. En réalité, cette question de représentativité est la même que celle se posant pour les préleveurs automatiques (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000). La norme ISO 5667-10 recommande une conduite d'échantillonnage d'un diamètre interne d'au moins 9 mm entre la prise d'eau et la distribution afin de réduire les risques de colmatage. Comme pour les prélèvements d'échantillons, il faut s'assurer que l'effluent ne subisse pas de modifications son prélèvement et son arrivée dans le canal de mesure. Pour éviter les problèmes de sédimentation, une vitesse de prélèvement de 1 m/s est souvent requise (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000), ce qui est le cas de la pompe péristaltique utilisée à Lyon. La norme ISO 5667-10 préconise une vitesse minimale de 0,5 m/s.

La représentativité de la mesure en dérivation demande donc de vérifier plus de points que pour la mesure directe en collecteur. En plus de la représentativité du point de mesure, commun aux mesures en dérivation et aux mesures *in situ*, il faut s'assurer de critères relatifs :

- à l'installation de la prise d'eau dans le collecteur,
- au système de pompage (débit, vitesse, largeur des tuyaux, nettoyage etc.),
- aux conditions d'écoulement dans le canal de dérivation.

1.3.3. Compromis entre facilité de maintenance facilitée et performance du système de pompage

La dérivation permet de faciliter les protocoles de maintenance avec un accès facilité aux appareils de mesures (Figure 20). Par ailleurs, cela permet d'équiper des sites en principe difficilement accessibles. Par exemple, les collecteurs des sites équipés à Lyon ne disposent pas de banquettes et sont en général très étroits (ovoïde A180 à Ecully et conduite circulaire 1600 mm à Chassieu).



Figure 20 : Accès facilité aux appareils de mesures dans un local technique proche du point de mesure sur le site de Chassieu à Lyon (INSA de Lyon – site de l'OTHU)

Le principal problème de ce type d'installation est le système de pompage nécessaire au fonctionnement de l'installation. Contrairement au prélèvement ponctuel d'échantillons, il s'agit de pomper les effluents en continu et avec un débit important. La grande sollicitation des pompes peut générer de nombreux problèmes techniques et des pannes diverses. Le principal problème concerne la tuyauterie des pompes avec des risques élevés de colmatage et d'endommagement des tuyaux. A Lyon, sur le site de Chassieu et d'Ecully, le matériel utilisé est une pompe péristaltique (débit 1 l/s et vitesse 1 m/s). De façon préventive, les tuyaux sont changés toutes les 3 à 5 semaines, ce qui demande un important investissement financier. Le temps d'intervention est également conséquent puisque le changement des tuyaux nécessite 3

heures de travail. Afin de prévenir les éventuels colmatages, les pompes ont été programmées pour fonctionner en sens inverse (refoulement vers le réseau) pendant quelques secondes toutes les 10 minutes. Cela permet de nettoyer les tuyaux qui se sont rarement bouchés depuis la mise en place de ce système. La fiabilité des systèmes en dérivation dépend donc de la fiabilité des dispositifs de pompage. Le bon fonctionnement en continu et dans la durée de tels systèmes de pompages demande un investissement financier et une disponibilité de personnels importante.

1.4. Récapitulatif des principales caractéristiques des dispositifs

Le Tableau 7 récapitule certains avantages et inconvénients des mesures en continu de turbidité effectuées directement en collecteur ou en dérivation. Il n'existe pas de « bon » ou de « mauvais » système. Comme pour les exemples d'installation *in situ* présentés au chapitre 2, paragraphe 1.2.3, le choix de l'un ou l'autre des dispositifs dépend de particularités propres à chaque site expérimental et des moyens disponibles.

Tableau 7 : Récapitulatif des avantages et inconvénients d'un système de mesure implanté directement en collecteur ou bien en dérivation

	Installation directe en collecteur	Installation en dérivation
Avantages	- Autonomie de l'installation (ne dépend pas d'un système de pompage)	- Pas de risque d'endommagement des sondes ou de perturbation des mesures par des déchets flottants
	- Installation possible en zone urbanisée sans espace pour un local technique	- Maintenance facilitée
	- Coût de maintenance	- Installation possible dans des collecteurs étroits et difficile d'accès
Inconvénients	- Risque d'endommagement des sondes et de perturbation des mesures par des déchets flottants	- Fragilité des systèmes de pompages
	- Maintenance pouvant être difficile	- Maintenance fréquente et coûteuse du dispositif de pompage
		- Encombrement en surface (ou en collecteur) en zone urbanisée

2. Perturbation des mesures

2.1. *Encrassement important des cellules optiques*

2.1.1. Macro-encrassement

En réseau d'assainissement, de multiples facteurs peuvent causer des perturbations importantes des mesures de turbidité. Les sondes sont immergées dans des effluents chargés en matières occultantes comme les graisses et transportant de nombreux déchets flottants. De plus, le diamètre du faisceau optique passant entre les cellules optiques des capteurs a un diamètre de quelques millimètres et il peut facilement être obstrué par des déchets ou des macro-particules (Figure 21).



Figure 21 : faisceau optique de mesure entre les cellules optiques (à gauche, turbidimètre de marque Mobrey (Site de Maxeville à Nancy), à droite turbidimètre de marque Ponsel (Site de Clichy à Paris))

Les cellules ou le faisceau peuvent se retrouver temporairement occultés par des macro-particules ce qui entraîne des pics élevés voire une saturation du signal. Si l'obstruction est temporaire, la perturbation ne dure que quelques secondes. En revanche, surtout pour les installations directes en collecteur, certains déchets, notamment les fils de papier toilette, peuvent rester accrochés sur les sondes quelques minutes, voire quelques heures et boucher complètement ou partiellement les cellules optiques. Les systèmes décrits au chapitre 2, paragraphe 1.2.3 (cage de protection, perche à l'amont etc.) ne suffisent pas à empêcher tous les déchets d'arriver jusqu'aux cellules optiques.

La Figure 22 donne un exemple de perturbation de l'une des deux sondes implantées sur le site de Clichy à Paris. Le site est en effet équipé de deux turbidimètres effectuant des mesures redondantes (voir le chapitre 3). Sur cet exemple, la sonde n° 2 ne subit pas de perturbations majeures. En revanche, la sonde n°1 est affectée par des bruits de très grande amplitude, de plus de 2000 FAU au cours de la journée du 4 au 5 janvier. Puis, le moment où le déchet se décroche de la sonde est clairement visible sur la figure puisque le signal retrouve brusquement un niveau normal et se superpose à celui de la sonde n°2.

Cet exemple montre que les perturbations peuvent durer plus de 24 heures. L'accrochage des déchets est donc un problème majeur des mesures en continu de turbidité dans le cas des sondes directement immergées dans les collecteurs. Ce type d'encrassement peut être qualifié de macro-encrassement (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000; Ruban, 1995).

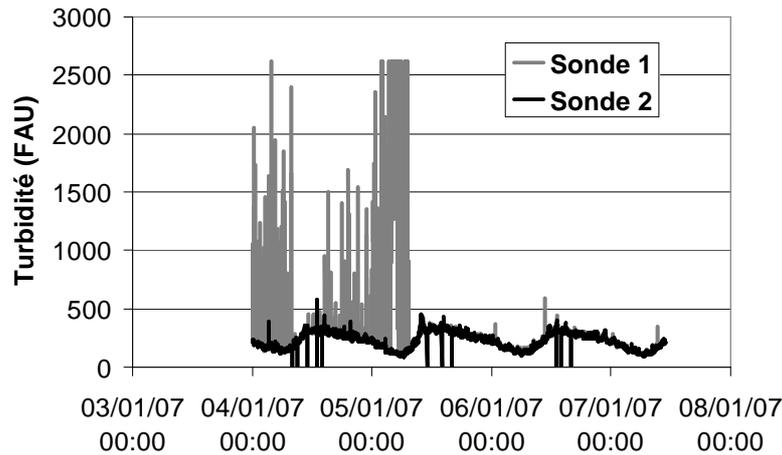


Figure 22 : Exemple d'occultation des cellules optiques par des macro-déchets - Site de Clichy (LEESU, OPUR)

2.1.2. Micro-encrassement

Le micro-encrassement est un encrassement progressif des cellules optiques dû aux dépôts de couches de graisses ou de biofilms (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000; Ruban, 1995). Normalement, les turbidimètres sont équipés de dispositifs de nettoyage automatique qui doivent pallier ce type de problème. Ces dispositifs peuvent toutefois s'user ou ne pas suffire à éliminer certaines couches de graisses. Les cellules optiques sont alors partiellement occultées par ces dépôts. Il s'ensuit non pas une saturation du signal comme dans le cas du macro-encrassement mais plutôt un décalage progressif du signal vers les valeurs hautes (Figure 23).

Ce type de phénomène a été rencontré sur le site de Clichy à Paris. En revanche, aucun phénomène de ce type ne s'est produit sur le site de Duchesse Anne à Nantes. La nature des effluents et le type de capteur utilisé peuvent donc jouer un rôle dans ce type d'encrassement. Dans la majorité des cas, un remplacement des pièces usées du système de nettoyage suffit à retrouver un signal correct. Le micro-encrassement peut donc être vu comme une alerte pour l'utilisateur l'informant qu'il doit procéder au changement des systèmes auto-nettoyants.

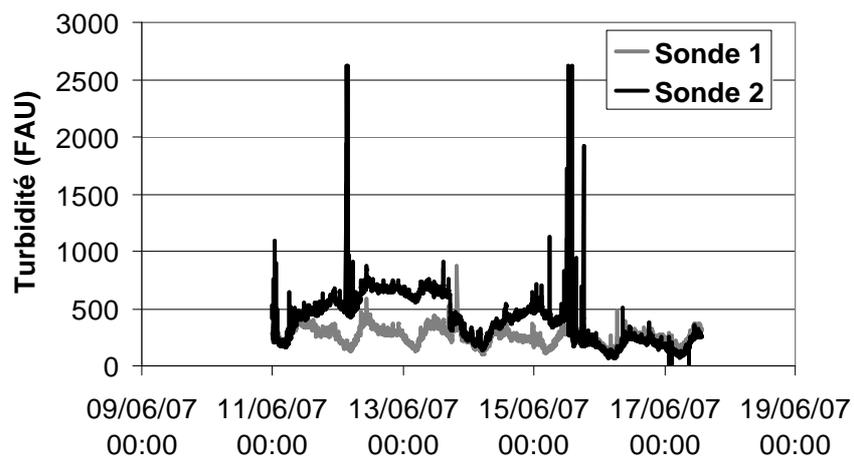


Figure 23 : Exemple de micro-encrassement avec décrochage du signal de la sonde 2 - Site de Clichy (LEESU, OPUR)

2.2. *Nettoyage des cellules optiques*

2.2.1. **Les systèmes de nettoyage automatiques**

Les sondes de turbidité sont équipées de dispositifs de nettoyage automatique. Plusieurs systèmes existent (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000) :

- nettoyage par insufflation d'air ou d'eau sous pression,
- nettoyage par raclage (brosse, essuie-glace, balai, piston...),
- nettoyage par ultrasons.

La fréquence de nettoyage est adaptée au milieu dans lequel les sondes sont immergées. Pour les turbidimètres Ponsel installés à Paris, la cadence de nettoyage a été fixée à 15 minutes pour les deux sites étant donné la rapidité d'encrassement. Sur un site de mesure de turbidité en rivière, la fréquence de nettoyage automatique a été ajustée à 5 fois par heure (Lawler *et al.*, 2006). Les systèmes de nettoyage automatiques doivent être vérifiés et changés régulièrement. Le fabricant Ponsel recommande par exemple de les changer tous les ans mais en raison d'un encrassement important, les turbidimètres des sites parisiens des Quais et de Clichy s'usent rapidement et doivent être changés tous les 6 mois.

2.2.2. **Nécessité d'un nettoyage manuel régulier**

Les dispositifs de nettoyage automatique ne suffisent pas toujours à éliminer complètement l'encrassement, notamment si les graisses sont tenaces. De plus, ils ne permettent pas de lutter contre l'encrassement dû aux macro-déchets, surtout si ces derniers ne se détachent pas tout seuls des sondes. Il faut donc procéder à des nettoyages manuels réguliers pour éliminer complètement toutes les salissures des cellules optiques et décrocher les déchets flottants des sondes (Lorentz *et al.*, 2002). Dans le cas de mesures par absorption UV, il a été constaté qu'une fréquence de nettoyage supérieure à une semaine entraînait de grosses dérives des mesures (Grüning & Orth, 2002). Même dans un milieu *a priori* moins perturbé qu'un réseau d'assainissement comme une rivière, des nettoyages hebdomadaires ou bimensuels des sondes de turbidité doivent être effectués (Lawler *et al.*, 2006; Wass *et al.*, 1997).

A Nantes, sur le site de Duchesse Anne, et à Lyon, sur les sites de l'OTHU (Chassieu et Ecully notamment), les capteurs sont nettoyés toutes les semaines. A Paris, sur les sites des Quais et de Clichy, les capteurs sont nettoyés toutes les deux semaines. Effectuer des nettoyages manuels très réguliers des sondes (toutes les une à deux semaines) est une condition nécessaire à l'obtention de mesures exploitables. Les fréquences de nettoyage dépendent bien sûr de l'encrassement sur le site étudié et doivent être adaptées en fonction du retour d'expérience des utilisateurs.

3. Contrôle de la dérive et réglages

3.1. Protocole de vérification

3.1.1. Contrôle sur deux valeurs

Les interventions régulières de maintenance doivent non seulement permettre le nettoyage des sondes mais également la vérification de l'éventuelle dérive des mesures fournies par les sondes. A cet effet, un point haut et un point bas sont vérifiés. Pour le point bas, la sonde est plongée dans de l'eau distillée pour vérifier la valeur du zéro. Pour le point haut, des suspensions-étalons du commerce ou des suspensions préparées au laboratoire sont utilisées. A Paris, la vérification utilise une suspension de formazine Hach de 800 FAU (connue à $\pm 5\%$). A Nantes, la vérification se fait avec une solution de kieselgur (unité KAU) fabriquée au laboratoire. Une unité KAU correspond à un mg/l de kieselgur. Le kieselgur est un étalon secondaire de turbidité plus pratique et moins nocif que la formazine mais dont les suspensions ne se conservent pas. Il faut au préalable établir un facteur de conversion en FAU au laboratoire. La vérification sur le site de Duchesse Anne à Nantes est effectuée avec une suspension à 1000 KAU (qui correspond à 1247 FAU). A Lyon, 3 points en plus du 0 sont vérifiés : 100, 300 et 1000 FNU avec les solutions AMCO Clear (chapitre 1, paragraphe 1.2.2).

Si l'écart entre la valeur mesurée par l'appareil et la valeur théorique de l'étalon de vérification dépasse un écart maximal toléré (EMT), on considère que l'appareil est dérégulé et a subi une dérive. Il est alors réglé en ramenant les points haut et bas à la valeur des étalons de vérification (Joannis *et al.*, 2007; Ruban *et al.*, 2006). Si la vérification dépasse l'EMT, les valeurs mesurées entre les deux dates de vérification ne peuvent pas être exploitées et l'incertitude sur les valeurs n'est pas connue. Les vérifications doivent donc être fréquentes pour éviter une perte de données trop importante. La vérification ne doit pas être aussi fréquente que les nettoyages manuels. Les fréquences couramment rencontrées sont de l'ordre de 2 semaines à 1 mois (Tableau 8).

Tableau 8 : Exemple de fréquences de maintenance couramment rencontrées : nettoyages manuels et vérifications des valeurs basses et hautes de la gamme

Sites de mesures	Fréquence des nettoyages manuels	Fréquence des vérifications (zéro et point haut)
Réseau d'assainissement Paris : 2 sites Quais et Clichy (OPUR)	2 semaines	2 semaines
Réseau d'assainissement Nantes : site de Duchesse Anne (LCPC)	1 semaine	4 à 6 semaines
Réseau d'assainissement proche de Lyon : 2 sites Ecully et Chassieu (OTHU)	1 semaine	1 mois
Fleuve Tame, West Midlands au Royaume-Uni (Lawler <i>et al.</i> , 2006)	1 semaine	1 mois
Fleuve Humber au Royaume-Uni (Wass <i>et al.</i> , 1997)	1 à 2 semaines	1 à 2 semaines

3.1.2. Définition d'un écart maximal toléré (EMT)

La pertinence des vérifications repose sur la définition de l'écart maximal toléré. Il n'existe pas de règle clairement établie et chaque équipe de travail fixe elle-même les conditions sur l'EMT. Si l'EMT est trop petit, on risque de recourir à des réglages trop fréquents et injustifiés. Si l'EMT est trop grand, des dérives peuvent avoir lieu sans que l'utilisateur ne les corrige. L'EMT doit intégrer l'erreur de répétabilité de lecture sur la mesure de turbidité sur les étalons (chapitre 1, paragraphe 1.2.3). En effet, l'EMT ne peut pas être plus petit que l'incertitude de lecture sur la mesure de turbidité. Toutefois cette incertitude est faible et inférieure à 1,5 % pour les valeurs supérieures à 800 FAU (Figure 3). Elle est donc plus faible que l'incertitude sur la valeur de l'étalon utilisé pour la vérification. La définition de l'EMT doit donc surtout intégrer l'incertitude sur la connaissance de l'étalon pour que la vérification ait un sens. En effet, avec $x_{mesurée}$, la valeur fournie par la sonde lors de la vérification et $x_{étalon}$, la valeur théorique de l'étalon,

$$\sigma^2(x_{mesurée}-x_{étalon}) = \sigma^2(x_{mesurée}) + \sigma^2(x_{étalon}) \approx \sigma^2(x_{étalon}) \text{ car } \sigma^2(x_{mesurée}) \text{ est très petite.}$$

Pour les 3 laboratoires listés dans le Tableau 9, l'EMT du point haut correspond à l'intervalle de confiance sur la valeur de l'étalon utilisé pour les vérifications. Dans le cas du LCPC, une double vérification est effectuée. Pour être rejeté, l'écart entre la valeur mesurée et la valeur étalon doit être supérieur à l'EMT pour deux suspensions-étalons distinctes, fabriquées indépendamment.

Pour l'EMT du zéro des sites de l'OTHU, c'est la valeur d'incertitude sur le zéro des solutions AMCO Clear qui est utilisée. Pour les sites OPUR, comme la vérification est effectuée avec de l'eau, c'est la valeur de l'incertitude totale sur la mesure du zéro qui a été utilisée pour fixer l'EMT. Au départ, l'intervalle de confiance était de 95 % avec une valeur d'EMT de ± 13 FAU mais compte tenu de problèmes fréquents de contamination de l'eau de vérifications par l'équipe chargée de la maintenance, l'EMT a été ramenée à 20 FAU, soit un intervalle de confiance à 99 %. Enfin, les turbidimètres utilisés par le LCPC recalibrent automatiquement leur zéro et il n'y a donc pas de vérification de ce point.

Tableau 9 : Exemples de détermination de l'EMT

Sites d'étude	Vérification du point haut	Vérification du point bas	EMT point haut	EMT point bas	Protocole
Quais et Clichy (OPUR)	Solution du commerce Hach à 800 FAU, connue à ± 5 % ou ± 40 FAU	Eau distillée (La valeur d'écart-type total sur le zéro est de 7,6 FAU)	± 40 FAU (Intervalle de confiance à 95 % sur l'étalon)	± 20 FAU (Intervalle de confiance à 99 % sur la valeur du 0)	Vérification du point haut et bas
Duchesse Anne (LCPC)	2 solutions distinctes fabriquées de kieselgur à 1000 (KAU), connue à ± 10 KAU	Pas de vérification car les turbidimètres Turbi-Tech 2000 LA de Partech règlent automatiquement leur zéro	± 30 KAU (Intervalle de confiance à 99 % sur l'étalon)	Pas d'EMT	Double vérification du point haut
Ecully et Chassieu (OTHU)	Solution du commerce AMCO Clear à 100, 300 et 1000 FNU, connue à ± 1 %	Solution du commerce AMCO Clear à 0 FNU, connue à $\pm 0,2$ FNU	± 1 % FNU (Intervalle de confiance à 95 % sur l'étalon)	$\pm 0,2$ FNU (Intervalle de confiance à 95 % sur l'étalon)	Vérification des 3 points hauts et bas

3.2. Retour d'expérience

3.2.1. Peu de dérive sur le long terme

Sur l'ensemble des sites de mesures OPUR, LCPC et OTHU, peu de phénomènes de dérives sont à noter. Dans l'ensemble, les turbidimètres restent relativement stables dans le temps. La vérification du point haut a été illustrée avec l'exemple des deux sondes du site des Quais entre le 4 décembre 2006 et le 18 novembre 2008 (Figure 24).

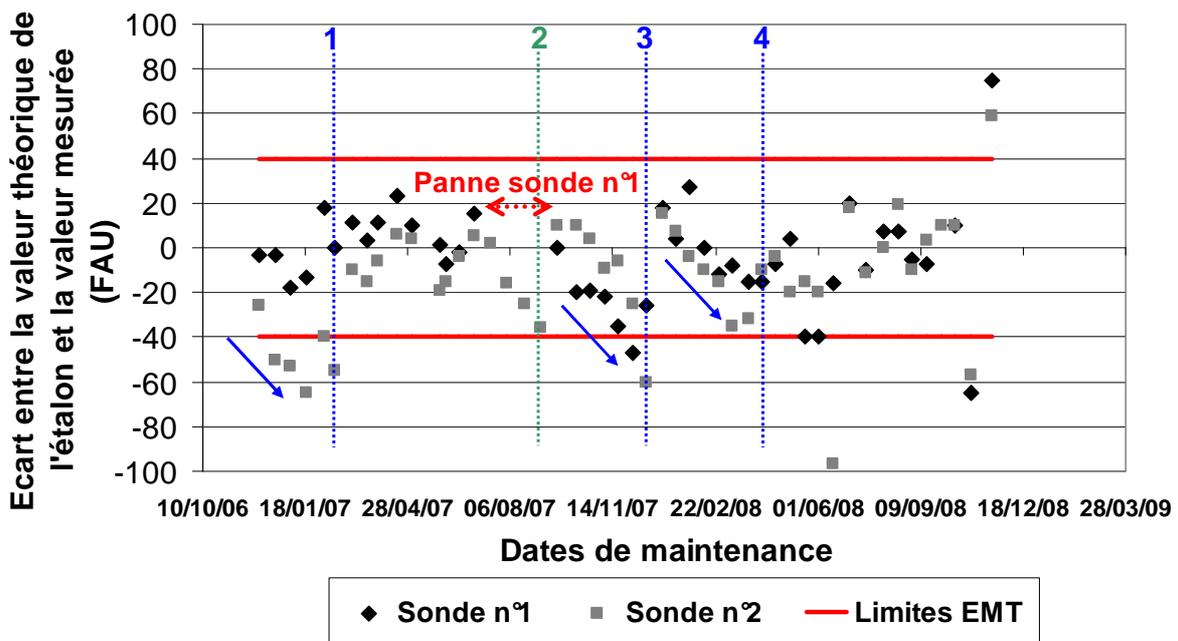


Figure 24 : Vérification du point haut pour les deux sondes du site des Quais entre le 4 décembre 2006 et le 18 novembre 2008

Pour des raisons expérimentales propres au site, les réglages n'ont pas forcément été effectués lorsque les vérifications étaient hors EMT. En effet, la maintenance du site des Quais à Paris est sous-traitée à un bureau d'étude. Il a été constaté que de « mauvaises » vérifications pouvaient être dues à des problèmes de manipulations. En effet, une contamination ou une sédimentation des suspensions-étalons de vérification peut entraîner une erreur de vérification. Afin de s'assurer qu'il s'agit d'une réelle dérive, les capteurs n'ont pas été réglés dès le premier dépassement de l'EMT mais après une série de mauvaises vérifications avec la même tendance (flèches bleues sur la Figure 24). De plus, les réglages correspondent en fait à des réétalonnages complets des sondes comme indiqué par les traits verticaux de 1 à 4 :

- Le réglage/étalonnage 2 (trait vert) correspond à un étalonnage de la sonde n°1 en laboratoire après un renvoi chez le fabricant suite à une panne.
- Les points hors zone très localisés peuvent être attribués à des problèmes de manipulation ou liés à la solution étalon. C'est particulièrement vrai pour les deux vérifications successives des 28 octobre et 18 novembre 2008. Les écarts sont successivement négatifs puis positifs alors qu'une véritable dérive va dans un sens donné. De plus, les écarts sont les mêmes pour les deux sondes ce qui corrobore fortement la thèse de l'erreur sur la suspension-étalon.

L'exemple du site des Quais est représentatif des résultats rencontrés pour les autres sites de recherches au sens où peu de phénomènes de dérive sont observés sur de larges échelles

temporelles (2 ans dans l'exemple de la Figure 24). Sur le site de Duchesse Anne, en 471 jours de suivi, l'EMT n'a été dépassée que deux fois. Par ailleurs, sur ce site, les vérifications sur le long terme ont mis en évidence une corrélation entre les écarts obtenus avec les deux solutions distinctes (sur le site de Duchesse Anne, la vérification se fait avec deux solutions indépendantes, cf. Tableau 9). Ces corrélations pourraient être dues à un facteur d'influence externe tel que la température, qui doit donc être éventuellement prise en compte dans le calcul de l'EMT.

4. Fiabilité et représentativité des mesures en continu de turbidité

L'installation de mesures en continu de turbidité n'est pas facile lorsque le milieu est un collecteur de réseau d'assainissement. Lors du choix du point de mesure, qu'il s'agisse de mesures directes ou en dérivation, il faut respecter certaines conditions hydrauliques telles qu'une hauteur d'eau et une vitesse suffisantes ou l'absence d'une géométrie particulière de la section en amont.

Dans le cas des mesures directes en collecteur, les solutions techniques ne doivent pas être trop intrusives et garantir la protection des sondes contre l'encrassement. Il n'existe pas de solution unique et les systèmes doivent être adaptés à chaque site. Ce chapitre a proposé quelques exemples de solutions techniques efficaces.

Dans le cas de mesures en dérivation, il faut vérifier des critères supplémentaires de représentativité et réussir à mettre en place un système de pompage performant. En revanche, il y a alors moins de problèmes d'encrassement que pour les mesures directes.

Enfin, une fois que l'installation des turbidimètres est satisfaisante, il faut assurer un suivi régulier du site avec des nettoyages manuels des sondes et des vérifications de la dérivation. Ces vérifications doivent être rigoureuses avec agitation des suspensions-étalons (si nécessaire) et absence de contamination des suspensions. La fréquence de nettoyage doit être supérieure à un mois. L'expérience montre qu'une fréquence de deux semaines est souvent nécessaire. La fréquence de vérification peut être de un mois à un mois et demi.

Chapitre 3. Stratégie d'acquisition des données et filtrage de l'information

L'acquisition et le filtrage des données sont les dernières étapes essentielles pour obtenir des mesures en continu exploitables. Les bruits et les artefacts peuvent rendre le signal brut inexploitable. Il faut alors procéder à un traitement pour le transformer en un signal final utilisable.

La première étape commence dès la définition du pas de temps d'acquisition des mesures et du pas de temps d'enregistrement. Ces choix de pas de temps dépendent d'une connaissance *a priori* du signal et sont effectués en fonction de ses caractéristiques et des besoins de l'utilisateur. Le signal brut est donc déjà issu d'une première décision d'échantillonnage qui va influencer le choix d'un système de filtrage. Avant de choisir un système de filtrage, la première étape est de caractériser les bruits qui affectent le signal brut par rapport à un signal jugé représentatif de phénomènes physiques réels. Une fois que les perturbations ont été analysées et identifiées, des outils peuvent être mis en place pour traiter le signal et le rendre exploitable en fonction des objectifs finaux à atteindre et de la nature des bruits. Dans le cas des mesures en continu de turbidité, la nature des bruits ne permet souvent pas d'utiliser les filtres classiques utilisés en hydrologie. Il faut donc définir des filtres adaptés. Il existe peu de référence sur le filtrage des signaux de turbidité.

Ce chapitre est organisé en 3 parties :

- Une première partie décrit les perturbations affectant un signal de turbidité brut par rapport à un signal de référence, exempt de bruit.
- Une deuxième partie définit ensuite les filtres choisis pour traiter le signal ainsi que la méthodologie de comparaison des filtres.
- Une troisième partie évalue les performances des filtres choisis et les compare entre eux.

Les différents programmes de calcul de cette étude ont été programmés sous Fortran par Michel Aumont au LCPC.

1. Description des perturbations affectant le signal de turbidité

1.1. *Echantillonnage du signal brut et du signal de référence*

1.1.1. **Qu'est-ce que le signal brut ?**

Le signal brut est le signal de sortie de capteur, souvent de nature électrique (Ragot *et al.*, 1990). Il est la représentation physique de l'information que l'on souhaite mesurer à laquelle s'ajoutent des perturbations (De Coulon, 1998; Ragot *et al.*, 1990). Le signal de turbidité est acquis à pas de temps et à amplitude discrets. On peut donc le qualifier de **signal numérique ou série temporelle** (De Coulon, 1998).

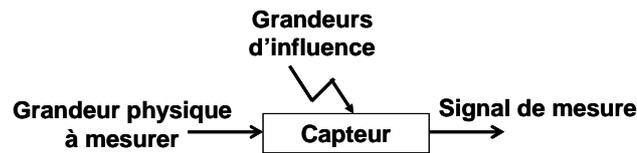


Figure 25 : Définition d'un capteur d'après (Ragot *et al.*, 1990)

1.1.2. Série chronologique de turbidité

Une série chronologique est une série statistique bidimensionnelle $(t ; y_t)$ où t est le temps et où y_t est une variable numérique qui prend ses valeurs à chacun des instants t . Les valeurs t sont rangées dans un ordre chronologique conférant à la série $(t ; y_t)$ des propriétés particulières (César & Richard, 2006; Lechevalier, 1998). Les séries chronologiques sont également couramment nommées chroniques ou séries temporelles.

On considère en général que les séries chronologiques sont la résultante de trois composantes (Lechevalier, 1998) :

- L'évolution à long terme de la série étudiée (sur une ou plusieurs années par exemple). Elle représente le comportement moyen de la série.
- Une composante saisonnière qui correspond à un phénomène se reproduisant à intervalles de temps réguliers. Par exemple, en hydrologie, des crues saisonnières peuvent être clairement identifiées sur des séries temporelles de débit ou de hauteur d'eau (Berrada *et al.*, 1996). Cette composante est donc périodique, ce qui permet d'anticiper des valeurs à partir des premières périodes.
- Une composante résiduelle ou bruit ou résidu qui correspond à des fluctuations irrégulières. De façon courante, les bruits sont considérés comme aléatoires, de moyenne nulle et peu fréquents.

Cette description générale d'une chronique temporelle s'applique assez peu au cas de la turbidité. En effet, par temps sec, la turbidité décrit un cycle journalier relativement régulier. De même, on peut identifier des composantes hebdomadaires ou annuelles dans le signal. En revanche, comme nous allons le voir dans la suite, les bruits ne sont pas de moyenne nulle et surtout, ils peuvent intervenir à des fréquences élevées. De plus, par temps de pluie, le signal de turbidité connaît des variations réelles, sous forme de pics, mais dont la fréquence et l'amplitude peuvent ressembler à celles des bruits. Enfin, le signal de turbidité de temps de pluie n'a pas de tendance ni de composante saisonnière.

1.1.3. Pas de temps d'acquisition des données de turbidité

Les centrales d'acquisition usuelles permettent d'acquérir des données pour des pas de temps allant de la seconde jusqu'à des échelles horaires. Le pas de temps doit être adapté aux besoins de l'utilisateur et au milieu dans lequel les sondes de turbidité effectuent les mesures. En rivière, les variations des signaux de turbidité sont en général plus lentes qu'en réseau d'assainissement avec des fréquences d'acquisition et d'enregistrement de l'ordre de quinze minutes (Lawler *et al.*, 2006; Old *et al.*, 2003). Certaines études s'appuient sur des pas de temps plus rapide, 5 minutes par exemple pour des enregistrements en rivières (Wass *et al.*, 1997) ou en estuaire (Suk *et al.*, 1998, 1999). En réseau d'assainissement, les variations de concentrations peuvent être très rapides et requièrent un pas de temps d'acquisition adapté à ces changements, de l'ordre de la minute. Lorsque l'on passe d'un pas de temps de une minute à un pas de temps de 5 minutes une perte d'information peut se produire car des pics peuvent être écrêtés, voire manqués (Henckens *et al.*, 2002). Les pas de temps d'acquisition et d'enregistrement sont donc en général inférieurs à 5 minutes : 3 minutes pour des mesures UV à Graz en Autriche (Gruber *et al.*, 2005), 1 minute pour les sites parisiens des Quais et de Clichy, 1 minute pour des sites de mesures aux Pays-Bas

(Henckens *et al.*, 2002), 2 minutes pour les sites de Chassieu et d'Ecully à Lyon. Le site de Duchesse Anne à Nantes est un cas particulier car les pas de temps d'acquisition et d'enregistrement des mesures sont différents avec une acquisition rapide d'une fréquence de 1 seconde et un enregistrement au pas de temps usuel de la minute.

1.1.4. Distinction signal/bruit

L'acquisition à un pas de temps de l'ordre de la minute suffit *a priori* à bien représenter la dynamique du signal de turbidité. En revanche, comment savoir si la donnée acquise à l'instant t représente le phénomène physique que l'on souhaite mesurer ou une perturbation ? En effet, si l'amplitude du bruit se situe dans la gamme de valeurs usuelles de mesures, la réponse à cette question n'est pas évidente.

On appelle **bruit** tout phénomène perturbateur gênant la perception ou l'interprétation d'un signal. La distinction entre le signal et le bruit est en réalité artificielle car elle dépend des critères et de l'intérêt de l'utilisateur (De Coulon, 1998).

Dans ce travail de recherche, on s'intéresse au transport des matières en suspension c'est-à-dire aux particules fines. Par conséquent, le passage d'une macro-particule devant les cellules optique sera considéré comme une perturbation du signal. La distinction entre signal « utile » et bruit nécessite donc de définir ce qu'est l'information turbidimétrique pour le transport des particules fines en suspension.

1.1.5. Qu'est-ce que le signal utile ?

Le bruit peut être défini par opposition avec ce qu'il n'est pas, c'est-à-dire en identifiant d'abord le signal utile. Dans la suite, le signal utile de turbidité, également nommé signal ou chronique de référence a été défini à partir de l'acquisition de mesures redondantes, au pas de temps de la seconde. Le signal utile est donc construit au pas de temps de la minute à partir de toutes ces informations. Autrement dit, pour une valeur de signal utile filtrée, 120 mesures sont utilisées.

- La redondance permet de comparer deux valeurs brutes et donc, d'identifier plus facilement les bruits. La probabilité qu'une macro-particule passe devant les fenêtres optiques des deux sondes est par exemple très faible.
- L'utilisation de 60 données acquises à la seconde dans l'objectif de retenir une seule valeur au pas de temps de la minute offre plus de possibilités en termes de filtrage mais également en termes de détection des bruits. En effet, sur des fenêtres temporelles de 1 minute, le signal de turbidité varie peu. Cela a été exploité pour calculer la variance expérimentale sur des données enregistrées (cf. Chapitre 1.2.1.2). Disposer de 60 valeurs au lieu d'une seule est donc un gage supplémentaire de détection de valeurs bruitées.

On considère ici que le mesurande turbidité est défini par la reproduction quasiment à l'identique de deux signaux de turbidité acquis à pas de temps rapide. Ensuite, on se placera dans le cas où l'on ne dispose que d'un seul des deux signaux bruts et l'on comparera ce signal brut au signal de référence.

1.2. Identification des bruits

1.2.1. Sélection des valeurs concordantes

Le travail décrit dans la suite s'est appuyé en majorité sur des données redondantes acquises au pas de temps de la seconde à Nantes sur le site de Duchesse Anne entre le 16 janvier 2006 et le 30 janvier 2008.

La construction de la chronique de référence de turbidité repose sur l'identification de couples de valeurs concordantes au pas de temps de la seconde. Pour cela, l'écart entre les valeurs à la seconde des deux signaux bruts de turbidité est étudié et comparé à un seuil K (Figure 26) :

- 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 valeur 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 (moyenne des deux signaux bruts) est calculée sur la minute avec les données disponibles. Dans le meilleur des cas, on dispose donc de 60 valeurs pour effectuer la moyenne. Dans le cas extrême où aucun couple de valeurs n'est retenu, la valeur de la minute précédente est reprise (Figure 26).

Afin de disposer de résultats d'acquisition à pas de temps rapide sur un autre site que celui de Nantes, une acquisition rapide temporaire a été mise en place sur le site des Quais à Paris, déjà équipé de capteurs redondants. A cet effet, une seconde centrale d'acquisition a été installée et réglée sur une fréquence d'acquisition d'une mesure toutes les 2,3 secondes. Initialement, les données acquises par cette centrale devaient être déchargées dans un ordinateur portable laissé sur le site mais les transferts de la centrale vers cet ordinateur ont posé problème. Les données n'ont donc pas pu être acquises en continu. La centrale ayant une capacité de 27 heures pour l'enregistrement de deux signaux au pas de temps choisi, seulement 5 jours d'enregistrement, non continus, ont pu être récupérés au cours de visites sur place.

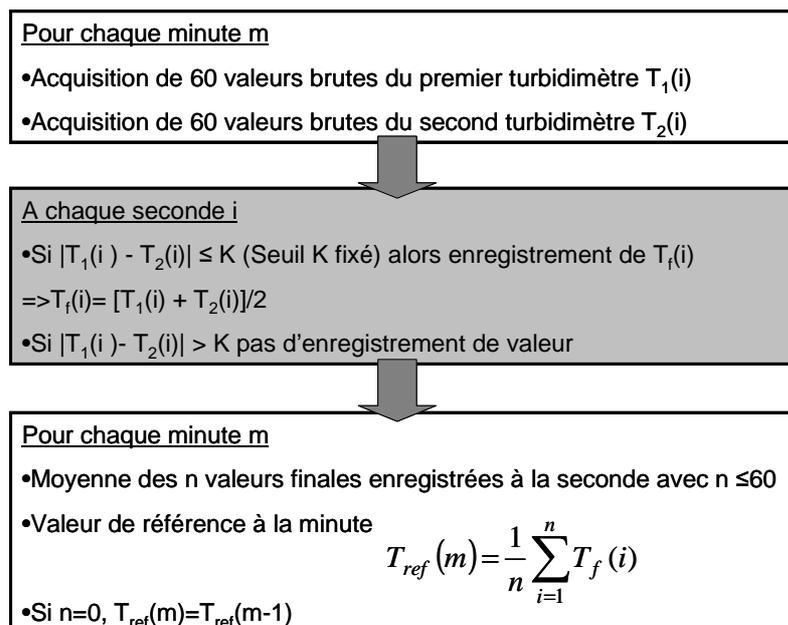


Figure 26 : Principe de construction de la chronique de référence sur le site de Duchesse Anne à Nantes

1.2.2. Détermination du seuil de rejet des valeurs

Le seuil de concordance K (Figure 26) a été fixé en étudiant la distribution des écarts entre les deux signaux bruts acquis à la seconde pour le site de Duchesse Anne au cours de la période allant du 16 janvier 2006 au 30 janvier 2008. Cette distribution est représentée sur la Figure 27.

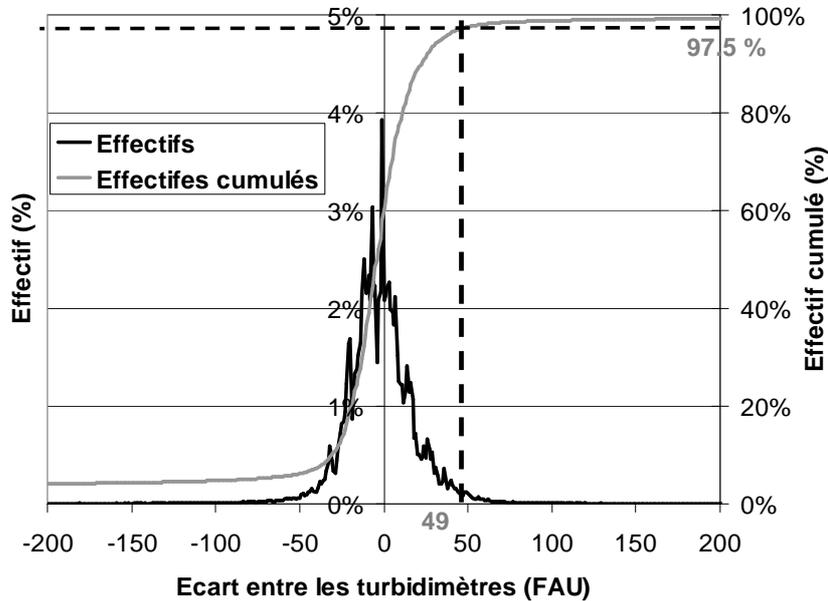


Figure 27 : Détermination du seuil K d'acceptation ou de rejet des couples de valeurs concordantes pour les données de Duchesse Anne

La valeur de K permettant de conserver 95 % des valeurs (coupure à 97,5 % pour une distribution symétrique) est de 49 FAU. Cette valeur semble un peu élevée par rapport à la valeur de 7 FAU obtenue dans le chapitre 1 pour l'écart-type expérimental σ_{exp} . L'écart-type correspondant aux différences entre les signaux bruts est donné par $\sqrt{2} \cdot \sigma_{\text{exp}}$ soit environ 10 FAU en prenant σ_{exp} égal à 7 FAU². Avec un facteur d'élargissement de 2 (pour un intervalle de confiance à 95 %), le seuil devrait donc plutôt être de l'ordre de 30 FAU au lieu de 49 FAU. L'une des explications possibles peut être l'impact de données très bruitées sur la distribution de la Figure 27 alors que la méthodologie de calcul de l'écart-type expérimental permettait d'éviter cet effet (cf. chapitre 1, paragraphe 2.2). Des tests ont toutefois montré que construire la référence avec un seuil de 30 FAU abouti à des résultats assez similaires que pour un seuil de 49 FAU. Dans la suite de ce chapitre, c'est la valeur de seuil de 49 FAU qui a été utilisée pour distinguer les couples de valeurs concordantes. Cette valeur correspond également à la distribution des écarts des signaux bruts sur le site des Quais.

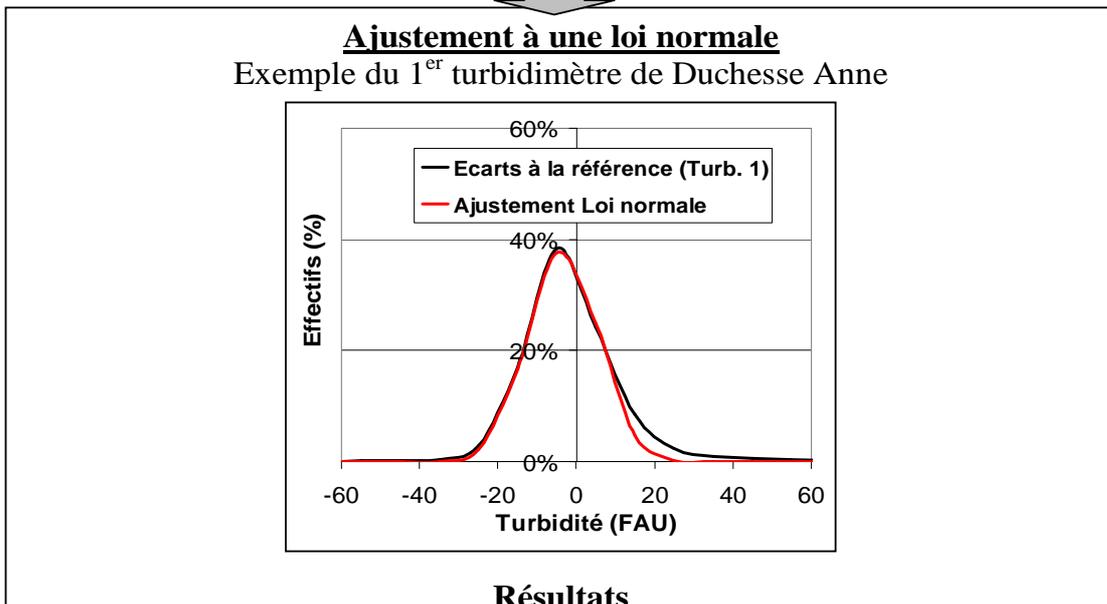
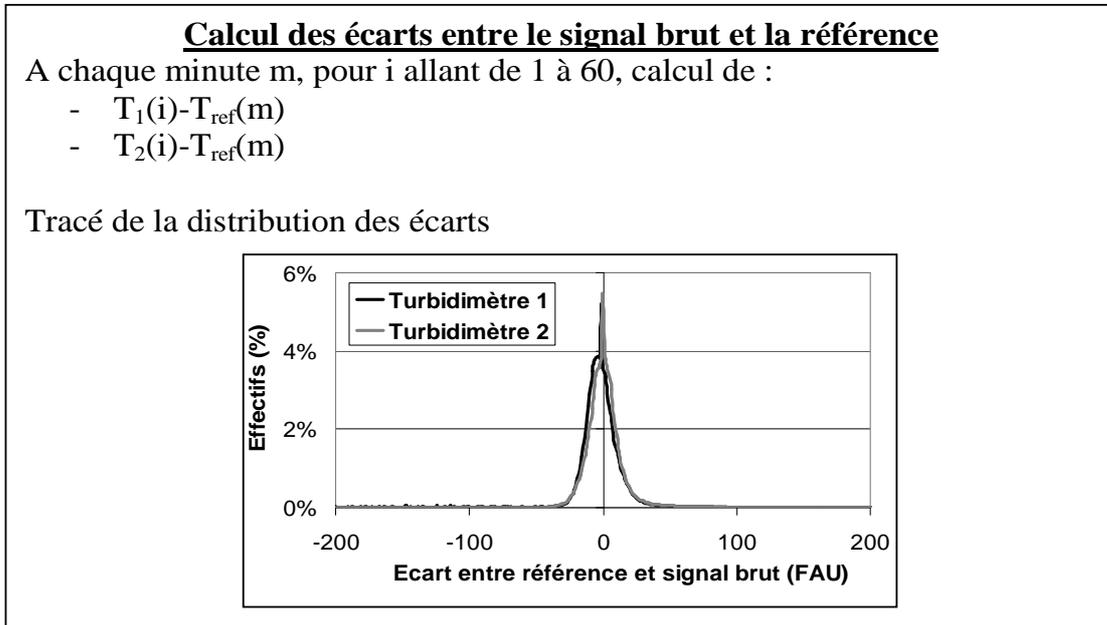
1.2.3. Définition d'un bruit

Un bruit est défini ici comme un événement introduisant une erreur par excès dans un signal brut pendant une ou plusieurs secondes consécutives. On définit le début et la fin de cet événement en comparant le signal brut à la référence construite grâce aux données redondantes (Figure 26 et Figure 27). Deux séries de bruits peuvent donc être étudiées en parallèle : celle correspondant au premier turbidimètre et celle correspondant au second.

- Le turbidimètre numéroté 1 est situé à l'aval,
- Le turbidimètre numéroté 2 est situé à l'amont.

² $\sigma(x_{\text{brut1}} - x_{\text{brut2}}) = \sqrt{[\sigma^2(x_{\text{brut1}} - x_{\text{brut2}})]} = \sqrt{[\sigma^2(x_{\text{brut1}}) + \sigma^2(x_{\text{brut2}})]} = \sqrt{[2 \cdot \sigma_{\text{exp}}^2]} = \sqrt{2} \cdot \sigma_{\text{exp}}$

Le début de l'événement « bruit » correspond au franchissement d'un seuil positif S de l'écart algébrique entre le signal brut et le signal de référence. La fin de l'événement correspond au retour en deçà de ce seuil. Chaque bruit est donc caractérisé par sa durée et son amplitude, cette dernière étant définie par le maximum du signal sur toute la durée de l'événement « bruit ».



Résultats

<u>Écarts types</u>	Duchesse Anne		Quais	
	1^{er} turbidimètre	2nd turbidimètre	1^{er} turbidimètre	2nd turbidimètre
σ	8.50	8.75	7.45	8.87
$2 * \sigma$	18	18	18	18
$4 * \sigma$	35	35	35	35

Figure 28 : Principe de détection et de calcul de la durée et de l'amplitude des bruits

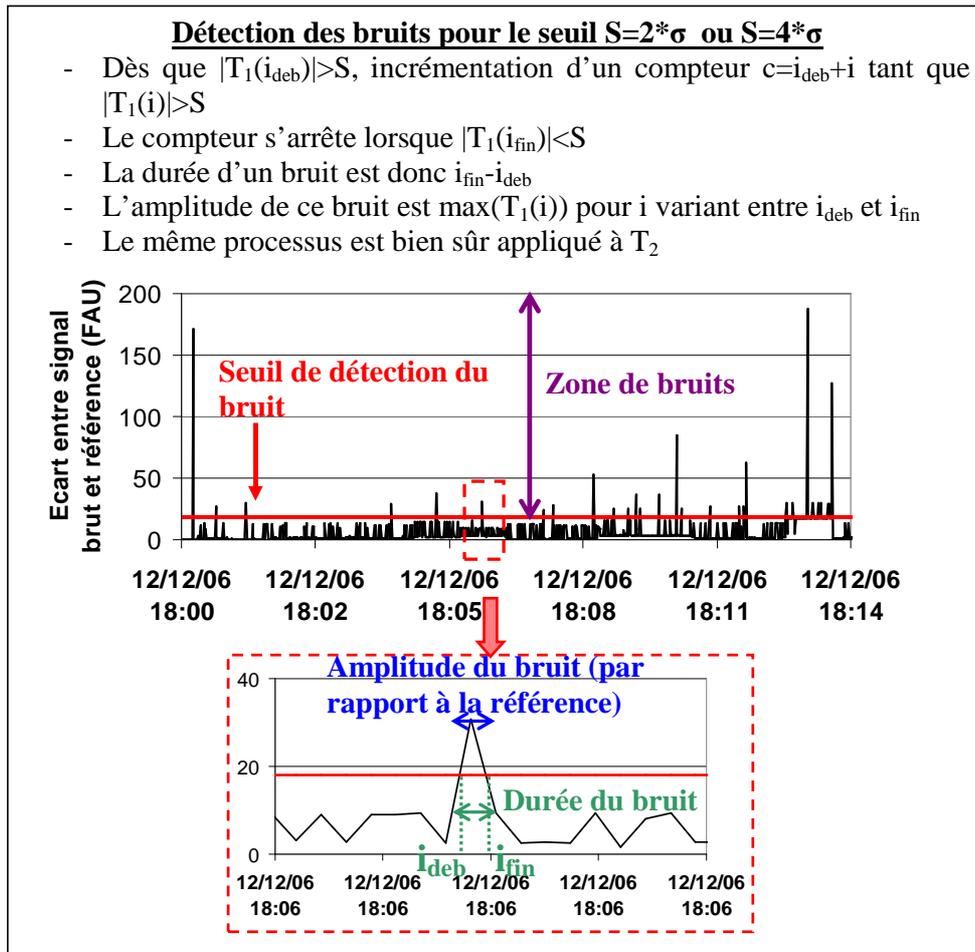


Figure 28 : Principe de détection et de calcul de la durée et de l'amplitude des bruits

Le seuil S est fixé en étudiant la distribution des écarts entre chaque signal brut (à la seconde) et la référence (à la minute). Pour une minute m donnée, et pour i allant de 1 à 60, on calcule $T_1(i)-T_{ref}(m)$ et $T_2(i)-T_{ref}(m)$ (Figure 28). Sur la distribution de la Figure 28, on peut observer une accumulation des effectifs des écarts autour de 0. Cela est dû à un biais de la résolution du turbidimètre Mobrey utilisé à Duchesse Anne (1^{er} cadre de la Figure 28).

Ensuite, un seuil de détection du bruit peut être défini en ajustant les distributions T_1-T_{ref} et T_2-T_{ref} sur deux lois normales d'écarts-types respectifs σ_{E1} et σ_{E2} (2^{ème} cadre de la Figure 28). L'ajustement à la loi normale a seulement eu lieu sur la partie centrale de la distribution car la distribution totale est fortement affectée par les écarts importants en queue de distribution et relatifs aux bruits de grande amplitude. Les deux signaux bruts étant relativement semblables, les écarts-types des deux distributions sont proches avec $\sigma_{E1} \approx \sigma_{E2} \approx \sigma_E$. Afin de tester la sensibilité du seuil, deux seuils ont été définis : $S_1=2*\sigma_E$ et $S_2=4*\sigma_E$.

La Figure 28 (2^{ème} cadre) montre que les écarts-types des distributions des différences entre signal brut et signal de référence sont effectivement proches pour les deux turbidimètres des sites de Duchesse Anne, et même pour les deux turbidimètres des sites des Quais. En arrondissant à l'unité supérieure, il est possible de déterminer un seuil de détection commun des bruits pour les 4 turbidimètres soit 18 FAU ($\approx 2*\sigma$) ou 35 FAU ($\approx 4*\sigma$). Le dernier cadre de la Figure 28 présente un exemple de calcul de la durée et de l'amplitude d'un bruit à partir d'un signal brut.

1.3. Durées, amplitudes, fréquences, répartitions et impact du bruit

1.3.1. Durées et amplitudes des bruits

Les tests ont montré que les distributions des durées et des amplitudes du bruit sont peu sensibles à la valeur du seuil S . Par conséquent, nous ne présenterons que les résultats pour le seuil $S=18$ FAU ($\approx 2*\sigma$). Les résultats relatifs au site de Duchesse Anne montrent que pour les deux signaux, les bruits sont très brefs, d'une durée inférieure à une seconde. Les bruits occupant toute la fenêtre d'enregistrement, c'est-à-dire d'une durée supérieure à 1 minute représentent moins de 0,1 % des bruits (Figure 29).

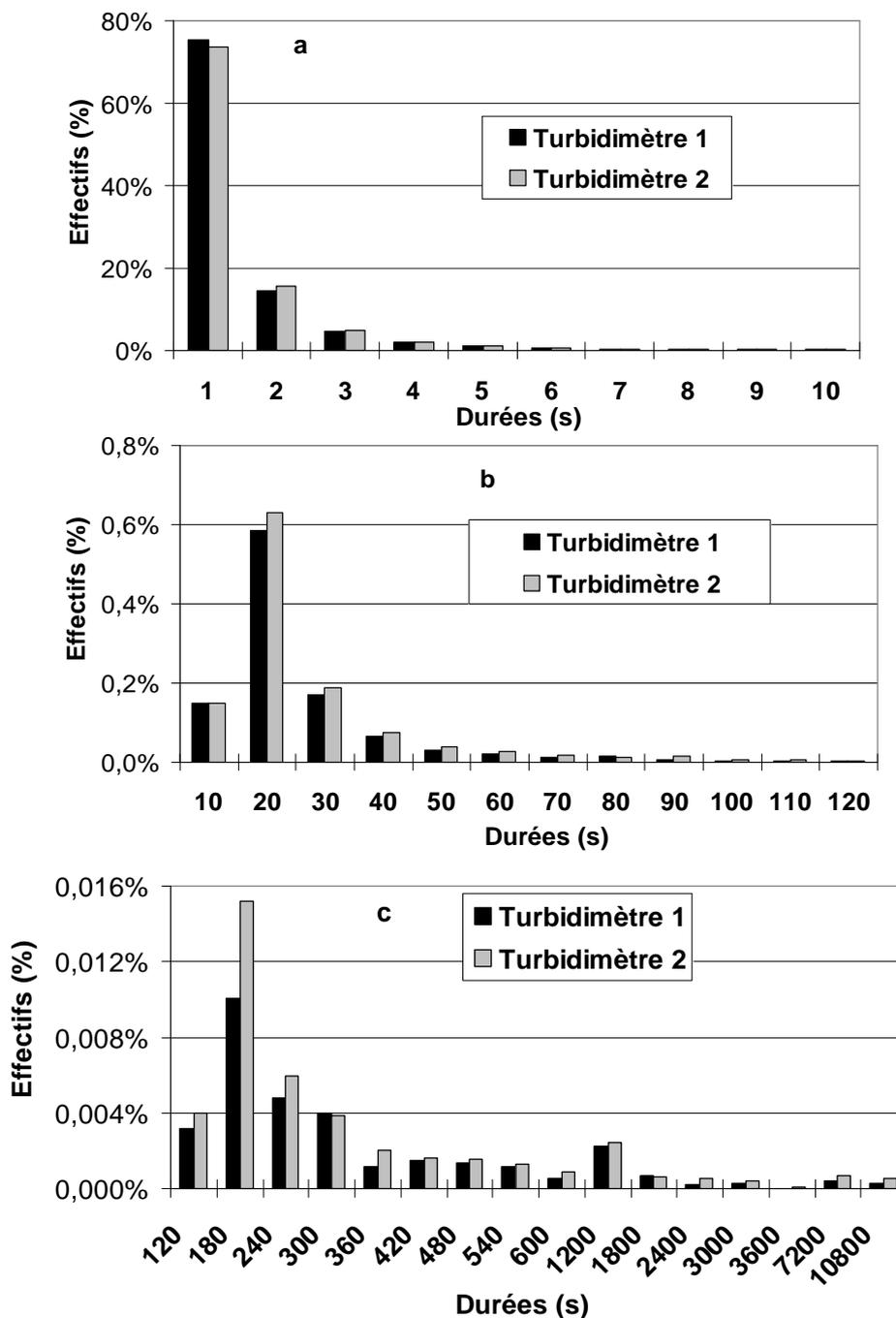


Figure 29 : Distribution des durées des bruits sur le site de Duchesse Anne

Pour plus de clarté, la Figure 29 est divisé en 3 parties :

- La partie *a* montre les bruits très courts, d'une durée de 1 à 10 secondes, par intervalle de 1 seconde,
- La partie *b* montre des bruits un peu plus longs, entre 10 secondes et 2 minutes, par intervalle de 10 secondes,
- La partie *c* montre les bruits très longs, d'une durée de 2 minutes à 3 heures (=10800 secondes), par intervalle de 1 minute jusqu'à la durée 10 minutes puis par intervalle de 10 minutes jusqu'à la durée 1 heure et enfin par intervalle de 1 heure jusqu'à la durée 3 heures.

Les périodes d'occultation supérieures à 3 heures, ne figurent pas sur la Figure 29. Sur la durée de l'étude (environ deux ans), il est arrivé que les sondes restent perturbées plusieurs heures, voire plusieurs jours, notamment en raison de l'accrochage de macro déchets sur les cellules optiques. Ces périodes ont été traitées à part (Tableau 10).

Le Tableau 10 fait le bilan des minutes entièrement bruitées en distinguant les durées totales inférieures à 3 heures (déjà sur le graphique de la Figure 29) de celles supérieures à 3 heures. On constate que le second turbidimètre a subi largement plus d'aléas que le premier. Des périodes d'occultation de trois jours et demi ont été relevées. En tout, les bruits de durées supérieures à 3 heures totalisent 410 heures pour le second turbidimètre contre 22 heures pour le premier turbidimètre. Cela s'explique par la position des turbidimètres. Le turbidimètre 2, à l'amont, reçoit plus de déchets que celui situé à l'aval. Ce tableau permet également de constater que les bruits affectant chacun des deux turbidimètres sont indépendants la plupart du temps. Les périodes de bruits des deux capteurs sont en effet disjointes, y compris pour les bruits de longues durées. Cela valide la méthode de construction de la référence à partir des données redondantes. Sur environ deux ans de données, le turbidimètre n°2 subit donc plus de 5 % de bruits, ce qui représente mis bout à bout plus de 40 jours de bruits. Le turbidimètre n°1 est affecté de seulement 3,7 jours de bruits sur deux ans. Le bruit commun ne représente que 1,8 jours ce qui souligne encore le bénéfice apporté par la redondance des capteurs. Notons également que les données ne sont pas télétransmises directement mais récupérées toutes les semaines à partir de la centrale d'acquisition. Dans un contexte opérationnel avec télétransmission des données, les périodes d'occultation totale seraient repérées plus rapidement et des interventions seraient effectuées pour dégager les sondes des déchets et réduire la durée totale des périodes complètement bruitées.

Tableau 10 : Bilan des durées de bruits supérieures ou égales à une minute (exprimées en nombre total de minutes entièrement bruitées) sur le site de Duchesse Anne, pour les deux turbidimètres

Nombre de minutes entièrement bruitées	1 ^{er} turbidimètre		2 nd turbidimètre		Bruit commun aux 2 turbidimètres	
	Effectif	%	Effectif	%	Effectif	%
Durée totale du bruit inférieure à 3h	3541	0,36	29173	2,95	2097	0,21
Durée totale du bruit supérieure à 3h	1320	0,13	24600	2,48	360	0,04
Période d'étude complète	4861	0,49	53773	5,43	2457	0,25

En termes d'amplitude, les bruits ont en majorité une amplitude du même ordre de grandeur que les valeurs moyennes du signal utile par temps sec, soit entre 250 et 300 FAU, ce qui les rend très similaires aux « vraies » valeurs.

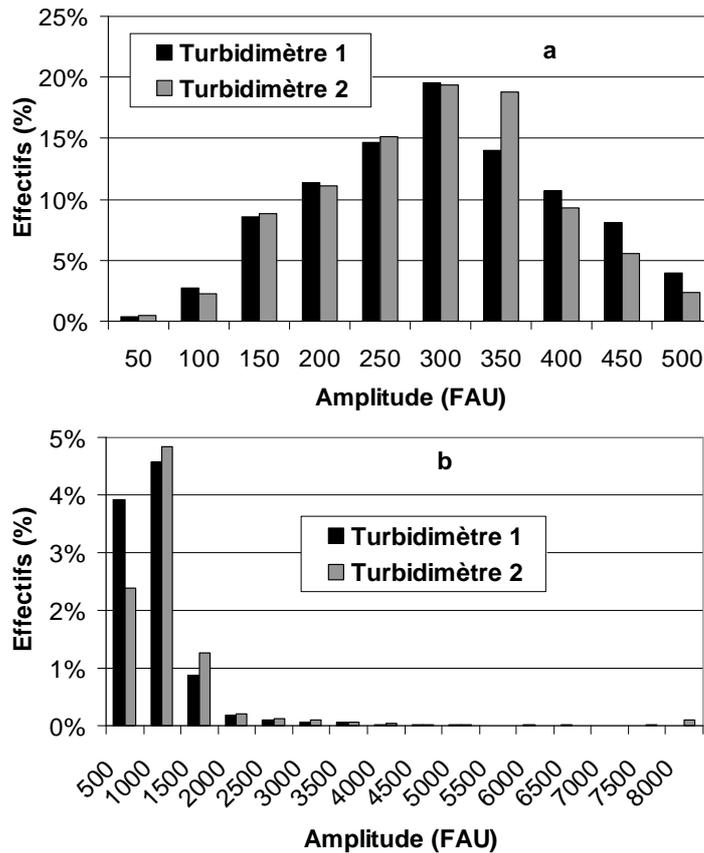


Figure 30 : Distribution des amplitudes des bruits sur le site de Duchesse Anne

Les bruits de forte amplitude (> 1000 FAU) représentent environ 5 % des bruits seulement (Figure 30). La Figure 30 est divisée en deux parties :

- La partie *a* montre les bruits d'amplitude modérée, inférieurs à 500 FAU, par intervalle de 50 FAU,
- La partie *b* montre les bruits d'amplitude élevée, supérieurs à 500 FAU, par intervalle de 500 FAU,

Afin de vérifier si les caractéristiques des bruits ne sont pas propres au site de Duchesse Anne, les distributions des durées et des amplitudes du bruit ont également été étudiées sur le site des Quais à partir des données des 5 jours d'acquisition rapide.

Les valeurs de seuil de détection des bruits sont identiques (résultats de la Figure 28). Comme pour le site de Duchesse Anne, les distributions sont peu sensibles à la valeur du seuil (18 ou 35 FAU). Les résultats sont présentés sur la Figure 31 pour le seuil de détection de 18 FAU. La distribution des durées montre, comme pour le site de Duchesse Anne, une prédominance des bruits de faibles durées. Il n'y a pas de période de bruits supérieure à une heure. En revanche, il y a plus de bruits pour des durées intermédiaires inférieures à 40 secondes (5 % des effectifs ont par exemple une durée de bruits de 20 secondes contre 0,7 % à Duchesse Anne). Pour ce qui est de la distribution des amplitudes, un pic d'effectifs se dégage pour des amplitudes de bruits comprises entre 1000 et 1500 FAU, particulièrement pour le second turbidimètre (38 %). Excepté cette anomalie, on retrouve le centrage des amplitudes autour des valeurs plus faibles comprises entre 300 et 350 FAU. La présence de plus de bruits d'amplitude importante ne peut néanmoins pas réellement être considérée comme une particularité du site des Quais. En effet, les données de Paris sont très peu nombreuses par rapport à celles de Nantes : 5 jours contre près de 2 ans de données, soit un nombre de minutes représentant seulement 0,67 % de la période d'étude complète à Nantes.

Par conséquent, les distributions des durées et des amplitudes sont influencées par les particularités des 5 jours étudiés aux Quais. Au cours de ces 5 jours, même s'ils n'ont pas subi de périodes d'occultation de plus d'une heure, les turbidimètres ont été sévèrement perturbés par des macro-déchets transportés par temps de pluie, d'où le pic de bruits de grande amplitude. Comme pour Duchesse Anne, les bruits affectant chacun des deux turbidimètres sont indépendants.

On peut supposer que les résultats du site des Quais illustrent l'inégale répartition des bruits dans le temps et le fait que la distribution des bruits et des amplitudes des bruits sur une année peut se décliner de façon différente sur une échelle temporelle plus petite de l'ordre de quelques jours.

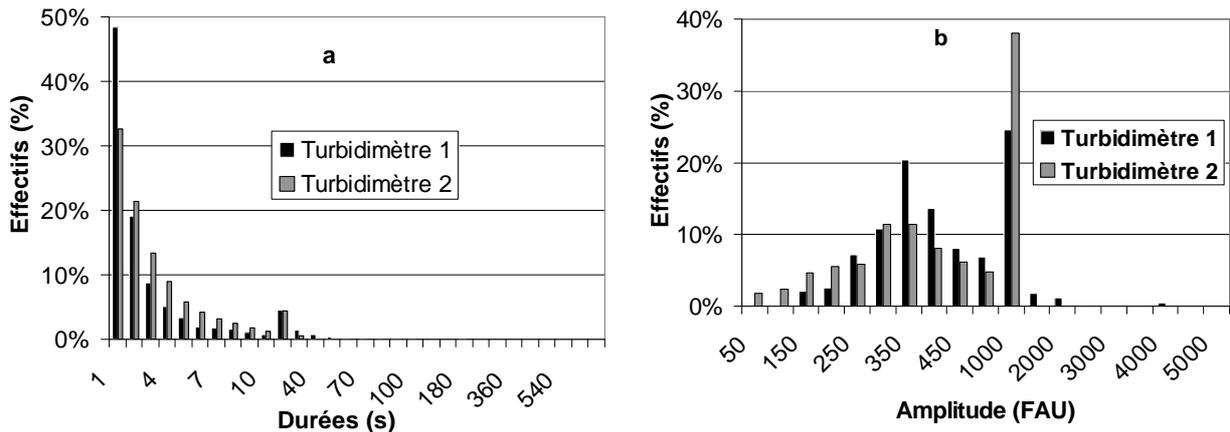


Figure 31 : Distribution des durées (a) et des amplitudes (b) des bruits sur le site des Quais

1.3.2. Pourcentage de bruits dans une minute

Le nombre de secondes bruitées par minute a également été étudié. Contrairement à l'approche précédente, il n'y a pas de notion de durée des bruits mais simplement un comptage du nombre de secondes bruitées dans chacune des minutes, que ces secondes soient ou non consécutives. La Figure 32 donne la distribution du nombre de secondes bruitées par minute pour l'ensemble de la période d'étude sur le site de Duchesse Anne.

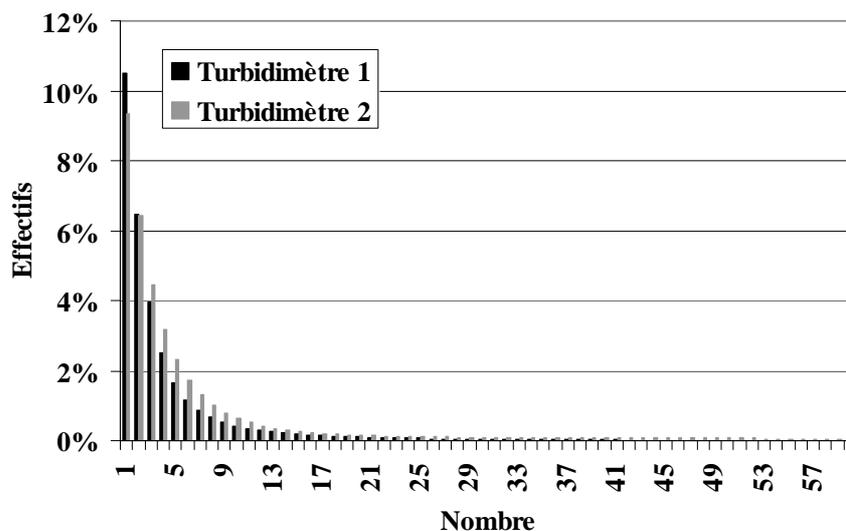


Figure 32 : Distribution du nombre de secondes bruitées dans chaque minute sur le site de Duchesse Anne

Ce travail a un intérêt dans le cadre du filtrage qui va être opéré sur les signaux. A partir des données acquises toutes les secondes, les filtres vont reconstruire un signal sans bruit au pas de temps de la minute. Plus il y a de mauvaises valeurs dans une minute donnée et plus il est difficile de reconstruire le signal, même si les valeurs bruitées ne sont pas consécutives. La plupart des minutes de la période d'étude ont un nombre de bruit très faible, inférieur à 3 secondes par minute pour plus de 80 % des minutes et pour les deux signaux.

Afin d'analyser des différentes méthodes de filtrage, la distribution du nombre de bruits par minute a été classée en 4 intervalles de bruits et en un intervalle pour lequel aucun bruit n'affecte la minute (Tableau 11). La plupart des minutes sont très peu ou non bruitées mais il est important de s'intéresser à l'effet des filtres pour les tranches avec un nombre important de secondes bruitées dans la minute : classe [31-50] et classe [51-60].

Tableau 11 : Définition de classes de bruits en fonction du nombre de secondes bruitées par minute sur le site de Duchesse Anne

Nombre de secondes bruitées dans la minute	Turbidimètre n°1 (% des effectifs totaux de minutes)	Turbidimètre n°2 (% des effectifs totaux de minutes)
0	68,23	63,18
1 ≤ - ≤ 10	28,72	31,17
11 ≤ - ≤ 30	2,53	3,78
31 ≤ - ≤ 50	0,43	1,32
51 ≤ - ≤ 60	0,09	0,54

1.3.3. Inégale répartition des bruits dans le temps

Sur toute la période d'étude sur le site de Duchesse Anne, la proportion de bruits est faible. Les bruits sont par contre très inégalement répartis dans le temps. Plus de la moitié des bruits (en durée totale) affectant le second turbidimètre du site de Duchesse Anne est due à seulement 19 périodes de plus de 3 heures de bruits alors que la période totale d'étude couvre plus de deux ans de données. Pour montrer cette inégale répartition des bruits, les écarts-types des distributions des écarts entre la référence et chacun des signaux bruts, $T_1(i) - T_{ref}(m)$ et $T_2(i) - T_{ref}(m)$, ont été calculés sur toute la période d'étude à Duchesse Anne sur des durées de 1 heure. Il ne s'agit pas de la définition initiale donnée au bruit mais cela permet de voir quand le signal brut est très différent du signal de référence.

La Figure 33 donne les écarts-types, à l'échelle horaire, des différences entre signal brut et signal de référence sur le site de Duchesse Anne. On constate que la première partie de la période d'étude (haut de la figure) est bien plus fortement bruitée que la fin de la période (bas de la figure) avec des écarts-types atteignant 3000 FAU contre moins de 500 FAU la plupart du temps dans la deuxième partie de la période. La figure met également en évidence le fait que le second turbidimètre est souvent plus fortement perturbé que le premier. Comme nous l'avons déjà mentionné, le turbidimètre 2, situé à l'amont, s'encrasse plus facilement que le turbidimètre 1, situé à l'aval.

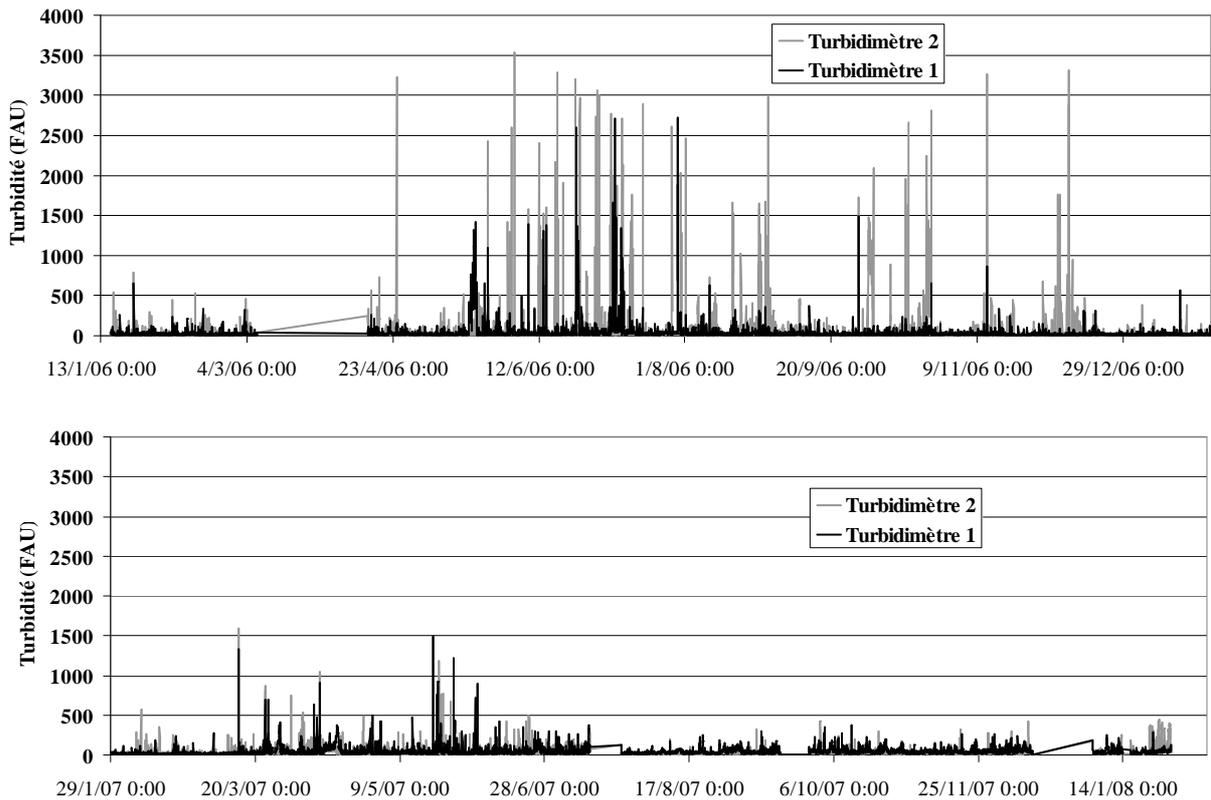


Figure 33 : Ecarts types sur une heure des différences entre signal brut et référence à l'échelle horaire pour les deux turbidimètres du site de Duchesse Anne sur toute la période d'étude

1.3.4. Impact du bruit sur les valeurs de turbidité

L'impact du bruit a été étudié à l'échelle horaire en calculant les moyennes des distributions des écarts entre la référence et chacun des signaux bruts, $T_1(i)-T_{ref}(m)$ et $T_2(i)-T_{ref}(m)$, sur toute la période d'étude à Duchesse Anne. La distribution de ces moyennes d'écarts est représentée sur la Figure 34 :

- La partie *a* montre les moyennes d'écarts inférieures à 100 FAU, par intervalle de 20 FAU,
- La partie *b* montre les moyennes d'écarts supérieures à 100 FAU, par intervalle de 20 FAU jusqu'à 200 FAU, puis 100 FAU jusqu'à 1000 FAU et enfin, 1000 FAU jusqu'à 6000 FAU,

Plus de 90 % des moyennes des écarts entre référence et signal brut sont inférieures à 20 FAU, ce qui confirme que les signaux de turbidité ne sont pas trop bruités à l'échelle de plus de deux ans d'étude. Toutefois, même si les pourcentages de valeurs élevées des moyennes des écarts entre référence et signal brut sont faibles (partie *b* de la Figure 34), leur impact n'en est pas pour autant négligeable.

Tout d'abord, la Figure 34 confirme que le signal du turbidimètre 2 est plus bruité que celui du turbidimètre 1. Les périodes d'occultation totale du signal apparaissent dans la pointe d'effectif à 2,3 % des moyennes d'écarts supérieures à 6000 FAU pour le second turbidimètre. Ensuite, en regroupant les différents effectifs, l'impact du bruit apparaît nettement :

- 0,96 % des moyennes des écarts sont comprises entre 100 et 500 FAU pour le turbidimètre 1 contre 1,9 % pour le turbidimètre 2,
- 0,22 % des moyennes des écarts sont comprises entre 500 et 6000 FAU pour le turbidimètre 1 contre 3,2 % pour le turbidimètre 2,

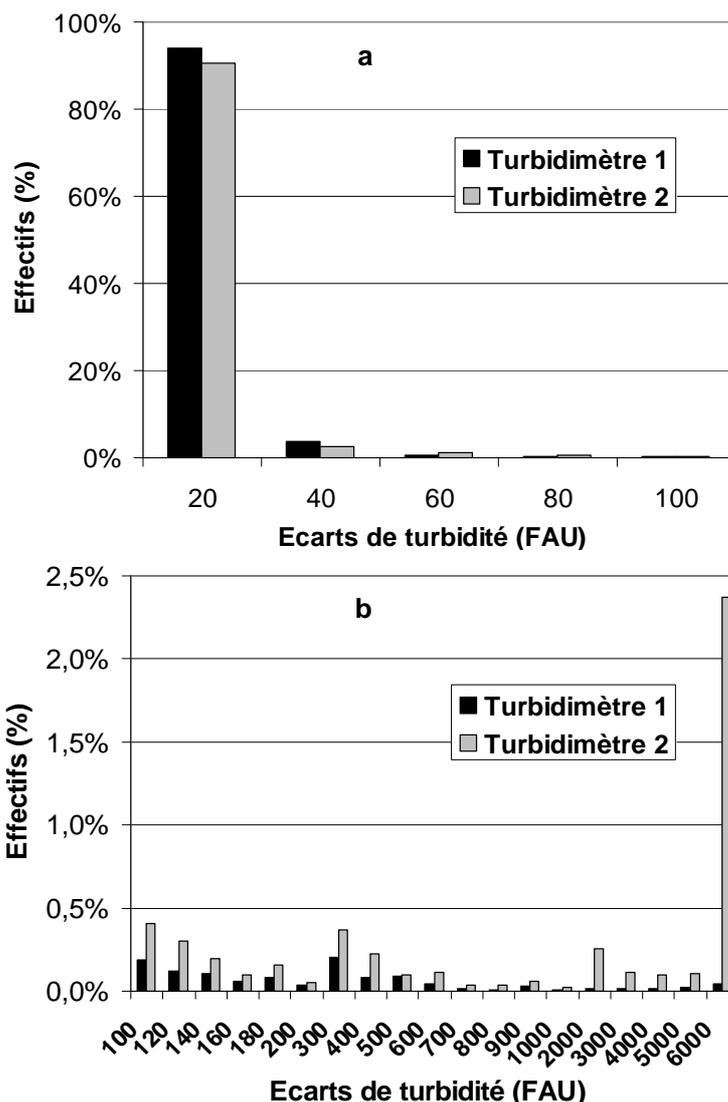


Figure 34 : Distribution des moyennes horaires des écarts entre référence et signal brut sur le site de Duchesse Anne

Les pourcentages d'effectifs semblent petits car la période étudiée est longue. Mais ramenés en heures, ils illustrent l'impact du bruit sur des moyennes horaires de turbidité (Tableau 12). Le Tableau 12 montre que sur plus de 21 jours, les moyennes horaires du signal brutes dépassent de plus de 500 FAU la moyenne horaire du signal de référence. Autrement dit, en moyenne, sur une heure, la turbidité brute peut être très largement faussée par rapport à la turbidité du signal de référence.

Tableau 12 : Impact du bruit à l'échelle horaire

	100 FAU < Moyenne horaire (Brut-Référence) < 500 FAU		Moyenne horaire (Brut-Référence) > 6000 FAU	
	Turbidimètre 1	Turbidimètre 2	Turbidimètre 1	Turbidimètre 2
Effectif d'heures (%)	0,96	1,90	0,22	3,2
Nombre d'heures	155	305	36	517
Nombre de jours	6,5	12,7	3	21,5

1.3.5. Principaux points à retenir sur les bruits affectant les signaux de turbidité

Les bruits affectant les signaux de turbidité :

- sont en général de très courte durée,
- mais peuvent ponctuellement durer plusieurs heures, voire plusieurs jours,
- ont une amplitude en général proche des signaux réels d'où un risque de confusion bruit/donnée vraie,
- sont dissymétriques et toujours décalés vers le haut avec des bruits pouvant être d'amplitude très élevées (>1000 FAU),
- sont inégalement répartis dans le temps.
- peuvent avoir un impact très important sur les valeurs fournies, par exemple à l'échelle horaire, en dépassant largement les valeurs de référence.

2. Choix des filtres et méthodologie d'optimisation et de comparaison des filtres

2.1. Définition des besoins

2.1.1. Objectifs des filtres choisis

La partie précédente a montré que les signaux de turbidité sont affectés par des perturbations dont les caractéristiques ont pu être identifiées par rapport à un signal de référence. Ces perturbations ont un impact notable sur le signal brut qui doit être transformé par l'intermédiaire d'un filtre pour être exploitable.

Ce filtre doit remplir trois objectifs :

- Il doit supprimer les valeurs bruitées du signal ou bien le transformer pour que les bruits n'aient plus d'impact,
- Il doit conserver la dynamique du signal réel,
- Il doit être simple à utiliser et implémenter sur des centrales d'acquisition ou sur un ordinateur et doit agir en temps réel.

Il s'agit donc de trouver un compromis permettant d'éliminer des bruits sans éliminer de signal utile. En effet, il est en général facile de détecter les bruits de très forte amplitude, qui dépassent la gamme des valeurs usuellement rencontrées pour une grandeur mesurée donnée. En revanche, les bruits de plus faible amplitude sont difficiles à distinguer des « vraies » données (Berrada *et al.*, 1996). De plus, les filtres doivent transformer un signal brut acquis à la seconde en un signal filtré au pas de temps de la minute. Il n'est pas envisageable de stocker les valeurs acquises à la seconde. Il faut donc filtrer le signal à l'avancement et enregistrer les valeurs toutes les minutes.

2.1.2. Inadéquation des filtres « classiques »

Une partie des systèmes de filtrage s'appuie sur des modèles de prévisions : une valeur est prédite et comparée à la mesure, ce qui permet soit de conserver la mesure, soit de la remplacer si elle s'écarte trop de la valeur renvoyée par le modèle.

Une partie importante de l'analyse des séries temporelle s'appuie sur les modèles linéaires autorégressifs ARMA (Auto-Regressive Moving Average) qui utilisent des modèles aléatoires des bruits. C'est le cas de la méthode de modélisation de Box et Jenkins (Malamoud, 1978).

Dans le cas de mesures de débits, certains systèmes de validation en temps réel comparent une estimation des débits effectuée à partir des mesures à un débit calculé par un modèle, notamment au moyen de filtres de Kalman. C'est le cas d'une étude sur un bassin versant de Seine-Saint-Denis (Piatyszek *et al.*, 2000). Un filtre de Kalman est appliqué aux données mesurées. Ce filtre permet de faire une prévision à partir des mesures en utilisant un algorithme récursif (Kalman, 1960; Kalman & Bucy, 1961). Toutefois, cela suppose d'être capable de construire un modèle de prévision de la grandeur mesurée, ce qui n'est pas possible à l'heure actuelle pour des mesures de turbidité.

Par ailleurs, les filtres classiques reposent souvent sur des hypothèses de bruits aléatoires, de moyenne nulle et peu fréquents. Nous venons de voir que cela ne s'applique pas à la description des bruits affectant le signal de turbidité. L'une des techniques les plus simples est le lissage par moyenne mobile qui permet d'atténuer le bruit et de supprimer la composante saisonnière (César & Richard, 2006). Il existe de nombreux types de lissages par moyenne mobile en fonction de la largeur de la fenêtre retenue, du centrage ou non de la fenêtre ou encore de l'utilisation de pondérations qui permettent de donner plus d'importance à certaines valeurs de la fenêtre de calcul. Dans le cas le plus simple d'une moyenne mobile d'ordre k , la série des moyennes mobiles est calculée en faisant la moyenne de k termes consécutifs : la première moyenne est ainsi $\frac{y_1 + y_2 + \dots + y_k}{k}$ puis, $\frac{y_2 + y_3 + \dots + y_{k+1}}{k}$ jusqu'à $\frac{y_{n-k} + y_{n-k+1} + \dots + y_n}{k}$ où n est le nombre total de données. De la même façon, des techniques de lissage par médianes mobiles peuvent être utilisées. L'avantage de la médiane est qu'elle est moins sensible aux valeurs extrêmes du bruit. Par contre, elle ne traite pas très bien les tendances des signaux (Gather & Fried, 2004). On peut également combiner plusieurs techniques de filtrage en fonction des objectifs à atteindre et de la nature du signal (Gather & Fried, 2004).

2.1.3. Pratiques de filtrage en hydrologie urbaine

Dans le domaine de l'hydrologie urbaine, il existe des références sur le filtrage des signaux en débitmétrie et en pluviométrie mais très peu dans le domaine des données de qualité comme les mesures de turbidité. De plus, peu de références traitent de filtrage de données en temps réel. La plupart du temps, si les systèmes existent, il s'agit de systèmes de validation *a posteriori* des mesures. Nous avons toutefois retenu des techniques de filtrage, chacune plus spécifiquement adaptée à un type de bruits donné. Certaines méthodes sont particulièrement adaptées aux bruits de faibles amplitudes ou aléatoires alors que d'autres permettent de détecter des bruits de forte amplitude. C'est le cas de la méthode de Goring et Nikora (2002), appelée méthode de l'espace de phase, qui a été appliquée à des données de mesure de vitesse par effet Doppler. Le principe consiste à tracer les variables (valeurs du signal y_t) et leurs dérivées premières et secondes en trois dimensions. Un ellipsoïde est défini par un critère dit universel selon la méthode des ondelettes (Donoho & Johnstone, 1994). Les points sont projetés en coordonnées sphériques et ceux situés en dehors de l'ellipsoïde sont considérés comme aberrants. Cette méthode est itérative et continue tant qu'il reste des valeurs aberrantes en dehors de l'ellipsoïde (Goring & Nikora, 2002).

En plus de cette méthode très spécifique, nous avons dressé un tableau avec d'autres méthodes de filtrages appliquées à des données d'hydrologie urbaines (Tableau 13). Berrada *et al.* (1996) ont dressé un inventaire de méthodes de filtrage permettant de détecter des valeurs aberrantes dans des séries de données de débits et éventuellement de les remplacer. Ces méthodes de filtrage sont dites univariées car elles correspondent au cas où l'on ne dispose que d'un seul capteur pour valider et filtrer les données. Les techniques testées par Berrada *et al.* (1996) sont plutôt adaptées à des bruits de types gaussiens ou à des bruits de grandes amplitudes à condition qu'ils soient isolés. A cette liste a également été ajoutée le filtre Tukey 53H (Otnes & Enochson, 1978). Cette méthode est basée sur les qualités de la médiane, comme estimateur d'un paramètre

central d'une population, plus robuste que la moyenne. Le principe de cette méthode est de comparer la valeur brute du signal à une autre valeur filtrée. Pour chaque point X_i des séries de données, si la différence entre la valeur brute et la valeur filtrée dépasse un seuil, le point sera rejeté selon le principe suivant :

- Construction d'une série $X_i^{(1)}$ de la médiane de 5 points de X_{i-2} à X_{i+2} ;
- Construction d'une série $X_i^{(2)}$ de la médiane de 3 points de $X_{i-1}^{(1)}$ à $X_{i+1}^{(1)}$;
- Construction du filtre de Hanning $X_i^{(3)} = \frac{1}{4} (X_{i-1}^{(2)} + 2X_i^{(2)} + X_{i+1}^{(2)})$;
- Construction d'une série de $\Delta_i = |X_i - X_i^{(3)}|$ et abandon de tous les points pour lesquels $\Delta_i > K * \sigma$, où K est un seuil prédéterminé et σ est l'écart-type des X_i .

Les filtres référencés dans le Tableau 13 s'appliquent pour la plupart à des bruits de moyenne nulle et sont donc sensibles aux bruits de grande amplitude. Ces filtres ne sont donc pas adaptés au filtrage des signaux de turbidité. D'autre part, certains filtres traitent le bruit de grande amplitude mais ont alors tendance à écrêter les pointes. Or, les pics réels de turbidité, en temps de pluie par exemple, peuvent connaître des évolutions rapides et brusques de grande amplitude qui doivent être conservées dans le signal filtré. L'élimination des bruits de grande amplitude suppose souvent que ces bruits ne soient pas trop fréquents alors que dans le cas de la turbidité, les bruits peuvent être très fréquents sur certaines périodes. Le filtre d'espace de phase a été testé sur des données de turbidité et a montré une très bonne efficacité, y compris sur des périodes très fortement bruitées par des pics de grande amplitude (El Hajj, 2005). Toutefois cette méthode est compliquée à mettre en œuvre et ne permet pas de faire du filtrage en temps réel. Nous ne l'avons donc pas étudiée dans le cadre de cette thèse.

2.2. Sélection de méthodes de filtrage

Nous avons testé une série de filtres simples afin de vérifier s'ils pouvaient suffire à éliminer le bruit du signal dans un contexte particulier d'acquisition rapide toutes les secondes. Dans notre cas, l'acquisition rapide nous permet de disposer de 60 valeurs représentatives de la même mesure qui servent à construire le signal filtré final au pas de temps de la minute. Dans ces circonstances, les filtres « simples » peuvent peut-être se révéler plus efficaces que lorsque le pas temps d'acquisition est le même que le pas de temps d'enregistrement. Les filtres testés sont basés sur des moyennes et des médianes, mobiles ou non. Les données y étant plus nombreuses, nous avons par ailleurs choisi de travailler exclusivement sur le site de Duchesse Anne. L'évaluation de chaque filtre testé est effectuée en le comparant au signal de référence construit à partir de la redondance de signaux.

Tableau 13 : Exemples de quelques techniques de filtrages utilisées pour filtrer et détecter des valeurs aberrantes pour des données de débit, de hauteur d'eau ou de vitesse

Type de filtre	Principe	Applications	Limites
Filtres moyenneurs (Berrada <i>et al.</i> , 1996)	Suivi de la tendance centrale (moyenne)	Lissage des bruits de faible amplitude	Très sensible aux valeurs aberrantes de grande amplitude
Filtre à régression linéaire sur fenêtre mobile (Berrada <i>et al.</i> , 1996)	Approximation par une droite de la tendance de $(2m+1)$ points représentant la largeur de la fenêtre mobile	Lissage des bruits de faible amplitude	Très sensible aux valeurs aberrantes de grande amplitude
Filtre à régression quadratique sur fenêtre mobile (Berrada <i>et al.</i> , 1996)	Approximation par polynôme de degré 2 de la tendance de $(2m+1)$ points représentant la largeur de la fenêtre mobile	Lissage des bruits de faible amplitude	Très sensible aux valeurs aberrantes de grande amplitude - Beaucoup de paramètres à ajuster
Filtre médian (Berrada <i>et al.</i> , 1996)	Suivi de la valeur centrale de la population à travers la médiane	Traitement des valeurs aberrantes de très grande amplitude	Sous-estimation des pointes
Filtre ébarbeur « winsoriseur » (Berrada <i>et al.</i> , 1996)	Compromis entre filtre médian et filtre moyenneur	Traitement des valeurs aberrantes de très grande amplitude et lissage autour de la moyenne	Sous-estimation des pointes
Filtre fréquentiel (passe-bas, passe-haut, passe-bande) (Berrada <i>et al.</i> , 1996)	Elimination de composantes fréquentielles indésirables	Cas où la fréquence des fluctuations est connue	Très sensible aux valeurs aberrantes de grande amplitude
Lisseur de Fraser (Berrada <i>et al.</i> , 1996)	Modèle autorégressif et filtre de Kalman : filtrage à partir d'estimation des mesures	Lissage des bruits de faible et forte amplitude mais peu fréquents	Sensibilité à la fréquence des bruits - Divergence en cas de variabilité journalière importante
Filtre de Tuckey (Otnes & Enochson, 1978)	Filtre de médiane successive	Traitement des valeurs aberrantes de très grande amplitude	Sensibilité à la fréquence des bruits
Filtre Phase-Space (Goring & Nikora, 2002)	Projection des données et de ses dérivées dans un ellipsoïde	Traitement des valeurs aberrantes de très grande amplitude	Mise en œuvre complexe en temps réel

2.2.1. Méthode de moyenne

Deux filtres reposant sur la moyenne ont été choisis :

- Le premier fait la moyenne simple des 60 valeurs acquises à la seconde pour chaque minute.
- Un second filtre utilise une moyenne mobile sur une fenêtre de 1 minute et un paramètre de seuil de rejet.

Le principe du filtre de moyenne mobile est le suivant :

- Le filtre est construit à l'avancement (pas de centrage car on travaille en temps réel) et la valeur à la seconde t est estimée par $\tilde{y}_t = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^{n-1} y_{t-i} = \frac{1}{60} \sum_{i=0}^{59} y_{t-i}$,
- Chaque valeur à la seconde y_t est comparée à la valeur du filtre \tilde{y}_t par rapport à un seuil s
 - o Si $|y_t - \tilde{y}_t| < s$, alors y_t est conservée,
 - o Si $|y_t - \tilde{y}_t| \geq s$, alors y_t est remplacée par \tilde{y}_t pour le calcul de la moyenne glissante suivante.
- Pour chaque minute, la moyenne des valeurs retenues sur des populations de 60 valeurs est effectuée.
- Si aucun point n'est conservé, la valeur de la minute précédente est reprise.

Plusieurs seuils de rejet ont été testés et après des tests préliminaires, les valeurs de seuil retenues pour les tests sont 15, 30, 45, 60 et 150 FAU. La valeur 15 FAU correspond à un critère très sévère, de l'ordre du critère de définition des bruits (cf. chapitre 3, paragraphe 1.2.3) et le filtre risque donc de rejeter beaucoup de valeurs. Au contraire, la valeur 150 FAU est très grande devant le seuil de définition des bruits et le filtre va alors être moins sévère et rejeter peu de valeurs.

2.2.2. Méthode de médiane

L'avantage des filtres utilisant la médiane est que la médiane est moins sensible aux valeurs extrêmes (paragraphe 2.1.2). Comme dans le cas de la moyenne, deux filtres ont été testés :

- Le premier calcule la médiane des 60 valeurs acquises à la seconde pour chaque minute,
- Le second utilise une médiane glissante sur une fenêtre de 1 minute et un paramètre de seuil de rejet.

Initialement il avait été envisagé de programmer un filtre de type Tuckey (paragraphe 2.1.3). Ce filtre n'utilise qu'une fenêtre de données très réduite par rapport à l'importance des bruits car la construction du filtre ne nécessite que 7 valeurs successives (Otnes & Enochson, 1978). Cette formulation n'est donc pas satisfaisante et il a au final été décidé de travailler par analogie avec la moyenne mobile sur un filtre de médiane glissante très simple sur une fenêtre de 1 minute mais combinant également une moyenne pour revenir au pas de temps de la minute (Gather & Fried, 2004).

- Le filtre est construit à l'avancement (pas de centrage) et la valeur à la seconde t est estimée par la médiane des 60 valeurs précédentes,
- Contrairement au filtre sur moyenne mobile, la série des médianes glissantes est construite sans remplacement de valeurs,
- Chaque valeur à la seconde y_t est comparée à la valeur du filtre \tilde{y}_t par rapport à un seuil s
 - o Si $|y_t - \tilde{y}_t| < s$, alors y_t est conservée,
 - o Si $|y_t - \tilde{y}_t| \geq s$, alors y_t est rejetée.
- Pour chaque minute, la moyenne des valeurs retenues sur des populations de 60 valeurs est effectuée.
- Si aucun point n'est conservé, la valeur de la minute précédente est reprise.

Les seuils de rejet testés sont les mêmes que pour la moyenne mobile c'est-à-dire 15, 30, 45, 60 et 150 FAU.

2.2.3. Moyenne pondérée

Un dernier type de filtre a été testé afin d'éliminer des bruits de grande amplitude tout en conservant des pics réels de turbidité. Ce filtre utilise une moyenne pondérée des 60 valeurs à la seconde par un coefficient paramétré en $\exp(-\alpha.T_i)$ où T_i est la valeur de turbidité à la seconde i . Plus α est petit, plus la pondération équivaut à une moyenne simple. En revanche, plus α est grand et plus le coefficient accorde de poids aux petites valeurs. Il n'y a donc pas d'élimination des valeurs à la seconde mais simplement un poids plus ou moins grand accordé à certaines valeurs.

Au final, la valeur à la minute est donnée par $T_m = \frac{\sum_{i=1}^{60} e^{-\alpha T_i} T_i}{\sum_{i=1}^{60} e^{-\alpha T_i}}$.

Après des tests préliminaires, les valeurs retenues pour tester l'impact du paramètre α sont 0,005 ; 0,0075 ; 0,01 ; 0,025 et 0,05.

2.3. Méthodologie de comparaison des filtres

2.3.1. Objectifs des critères de comparaisons

Dans l'étude des filtres, trois étapes doivent être distinguées :

- Pour chacun des 3 filtres paramétrés (moyenne mobile, médiane glissante et moyenne pondéré en $\exp(-\alpha.T_i)$), il faut déterminer le paramètre optimal,
- Les 5 filtres peuvent être comparés entre eux (moyenne simple, moyenne mobile, médiane simple, médiane glissante et moyenne pondéré en $\exp(-\alpha.T_i)$),
- Les performances de chaque filtre peuvent être évaluées de façon absolue, indépendamment de celles des autres filtres.

Avant de commencer l'étude, il faut donc déterminer des critères de comparaison des différents paramétrages d'un même filtre et des critères de comparaison des filtres entre eux. Ces critères vont reposer sur la comparaison du signal filtré avec le signal de référence, supposé proche des valeurs vraies du mesurande. De plus, les filtres vont être appliqués aux deux signaux bruts disponibles et il y aura donc toujours deux comparaisons signal brut/référence par type de filtre ou type de paramétrage.

Les critères choisis doivent permettre de vérifier que le filtre répond aux objectifs attendus c'est-à-dire :

- l'élimination des bruits,
- la conservation de la dynamique du signal.

2.3.2. Liste de critères de comparaison

Qu'il s'agisse de déterminer le paramètre optimal d'un filtre donné ou de comparer les filtres entre eux, les comparaisons s'appuient sur l'étude de la distribution des différences entre

signal filtré et signal de référence, $T_{f1} - T_{ref}$ ou $T_{f2} - T_{ref}$, au pas de temps de la minute. 7 critères ont été calculés et extraits de la distribution des écarts $T_f - T_{ref}$ entre filtre et référence :

- le pourcentage de valeurs dans la classe [-10 ; 10] FAU (valeurs filtrées proche de la référence et donc bien filtrées),
- le pourcentage de valeurs dans la classe [-20 ; 20] FAU,
- le mode (valeur la plus fréquente de la distribution),
- le fractile à 90 % ,
- la moyenne,
- l'écart-type,
- la médiane.

2.3.3. Définition de classes de bruits

L'analyse des bruits affectant les signaux de turbidité a montré que les bruits étaient inégalement répartis dans le temps. Selon les périodes, le nombre de données bruitées dans une minute pourra être très variable (Figure 32). Cela peut avoir des conséquences sur l'efficacité des filtres. Nous avons donc choisi d'effectuer les comparaisons de façon distincte sur des classes de bruits différentes telles que décrites dans le chapitre 3, paragraphe 1.3.2 et dans le Tableau 11. Les classes de bruits représentent le nombre de secondes bruitées dans une minute. Cela permet de distinguer les effets des filtres pour les bruits de fréquences faibles, classes [1-10] et [11-30] et pour les bruits de fréquences importantes, classes [31-50] et [51-60].

Les distributions des différences $T_{f1} - T_{ref}$ ou $T_{f2} - T_{ref}$ seront donc calculées indépendamment sur chaque classe de bruit.

2.3.4. Détermination de critères discriminants pour l'optimisation des paramètres

Supposons que l'on cherche à trouver le meilleur paramètre pour un filtre donné, le filtre de moyenne mobile par exemple. Les 7 critères définis précédemment vont être calculés pour les 4 classes de bruits. Pour chaque paramétrage du filtre de moyenne mobile, 28 critères seront donc calculés. Le tout sera fait en double puisque deux signaux bruts sont disponibles. Comme on souhaite tester 5 paramétrages de seuil (15, 30, 45, 60 et 150 FAU), on va calculer en tout 280 critères ($7*4*2*5$) ! Il est donc nécessaire de diminuer le nombre de critères en sélectionnant les plus discriminants dans les comparaisons c'est-à-dire les critères les plus sensibles au paramétrage du filtre.

Pour cela, pour chaque couple critère/classe de bruit, l'écart-type et la moyenne relatifs à la série des 5 valeurs prises par les critères pour les 5 paramétrages 15, 30, 45, 60 et 150 FAU ont été calculés. Puis, le coefficient de variation (écart-type sur moyenne) a été calculé pour chaque couple critère/classe de bruit et reporté dans un tableau (le détail des tableaux pour chaque filtre paramétré figure en annexe G). Plus le coefficient de variation est élevé et plus le critère est sensible au paramétrage pour la classe de bruit étudiée. Les critères retenus correspondent à des coefficients de variation élevés simultanément pour les 3 types de filtres paramétrés et pour les deux signaux bruts. Ce travail, effectué pour les 3 filtres avec paramètre et pour les deux signaux bruts a permis de retenir les critères suivants (détails en annexe G).

- L'appartenance à la tranche [-10 ; 10] FAU pour les classes de bruits (nombre de secondes bruitées par minute) [31; 50] et [51-60],
- La médiane pour la classe de bruits [11; 30],
- Le mode pour la classe de bruits [1-10].

Dans la suite, l'optimisation des paramètres est effectuée en utilisant seulement ces 3 critères, et ce pour chaque classe de bruit.

2.3.5. Détermination de critères discriminants pour la comparaison des filtres

La détermination des critères les plus sensibles au filtre étudié par classe de bruits repose sur le même principe :

- Calcul des écarts-types et des moyennes relatifs à la série des 5 valeurs prises par les critères, cette fois en fonction du filtre (moyenne simple, moyenne mobile, médiane simple, médiane glissante et moyenne pondérée en $\exp(-\alpha.T_i)$),
- Calcul du coefficient de variation,
- Détermination des critères les plus sensibles en considérant les coefficients de variation les plus grands.

Le même type de tableau que dans l'étude des paramétrages a été construit (cf. annexe G). Les mêmes critères que pour l'étude des paramétrages ont été retenus :

- L'appartenance à la tranche [-10 ; 10] FAU pour les classes de bruits [31; 50] et [51-60],
- La médiane pour la classe de bruits [11; 30],
- Le mode pour la classe de bruits [1-10].

Pour chaque classe de bruits, la comparaison des filtres va reposer sur ces 3 critères.

2.3.6. Utilisation des critères pour déterminer le meilleur paramètre et comparer les filtres entre eux

Selon la classe de bruits et selon le critère (appartenance à la tranche [-10 ; 10] FAU, médiane ou mode), le meilleur paramètre ne sera pas forcément le même. En effet, chaque critère ne réagit pas de la même façon au paramétrage ou au filtre. Le choix du meilleur paramétrage ou du meilleur filtre sera donc également un compromis permettant de satisfaire le plus de couples critère/classe de bruits. Les critères peuvent également permettre d'évaluer la performance absolue des filtres indépendamment des autres. En effet, même si un filtre ou un paramétrage de filtre est meilleur que les autres, cela ne signifie pas pour autant que le filtre élimine efficacement les bruits. Il est donc important de vérifier la performance absolue d'un filtre donné.

Dans le cas des critères de mode et de la médiane, le critère correspond à de bonnes performances du paramétrage ou du filtre lorsque la valeur est proche de 0. Pour le critère d'appartenance à la tranche [-10 ; 10] FAU, la meilleure performance correspond au plus grand effectif dans cette tranche.

2.3.7. Etude sur les périodes non bruitées

Afin de vérifier que les filtres ne déforment pas la dynamique du signal réel lorsque ce dernier n'est pas affecté par des perturbations, les périodes non bruitées ont fait l'objet d'une étude spécifique. Les périodes non bruitées sont celles pour lesquelles aucune seconde bruitée n'a été détectée (Tableau 11).

Ce travail a été effectué à partir des écarts-types sur 30 minutes des minutes non bruitées de la référence, du filtre de moyenne mobile, du filtre de médiane glissante et du filtre de moyenne pondérée en $\exp(-\alpha.T_i)$ (après choix du meilleur paramètre pour chacun de ces 3 filtres) :

- L'écart-type a été choisi dans cette analyse car il est sensible aux valeurs extrêmes et permet de représenter les variations.
- La période de 30 minutes permet de « capturer » la dynamique du signal sans descendre à des échelles temporelles trop petites.

Les résultats ont été exploités en analysant les différences des écarts-types du filtre et de la référence sur 30 minutes pour toute la période d'étude. Si cette différence est négative, cela signifie par exemple que le filtre minimise le signal.

3. Evaluation des performances des filtres

3.1. Optimisation des filtres paramétrés

La Figure 35 permet de visualiser les différentes valeurs prises par les critères de mode, de médiane et d'appartenance à la tranche [-10 ; 10] FAU pour la classe de bruits la plus sensible à chaque critère dans le cas du filtre de moyenne mobile.

Les comportements des critères de mode et de médiane sont similaires avec une augmentation de la valeur du critère en fonction de la valeur de seuil du paramétrage. Plus les valeurs sont proches de 0 et plus le paramétrage du filtre est efficace car le signal filtré est alors proche du signal de référence. Lorsque le critère de médiane ou de mode est légèrement inférieur à 0, ce qui est le cas des paramétrages 15 FAU et 30 FAU pour le premier turbidimètre et 15 FAU pour le second, cela signifie que le signal est légèrement sous-estimé par le filtre, surtout pour des périodes peu bruitées.

Dans le cas du critère d'appartenance des différences entre signal filtré et signal de référence à la tranche [-10 ; 10] FAU, la diminution de l'effectif avec la valeur du seuil du paramétrage est nette, excepté pour le second turbidimètre et la classe de bruits [31-50] où l'effectif commence par augmenter avant de chuter. Quelle que soit la valeur de seuil, pour la classe de bruits [51-60], l'effectif dans la tranche [-10 ; 10] FAU est extrêmement faible ce qui implique que le filtre ne permet pas d'éliminer ces bruits très importants.

La détermination du paramétrage optimal doit être effectuée en tenant compte de toutes les classes de bruits, y compris celles non représentées sur la Figure 35 c'est-à-dire en regardant l'évolution des courbes de mode, de médiane et d'effectifs dans la tranche [-10 ; 10] FAU de la distribution $T_f - T_{ref}$ en fonction du paramétrage de seuil pour toutes les classes de bruits. Cette analyse aboutit à la construction de tableaux donnés en annexe G. La détermination d'une unique valeur est difficile car les comportements varient d'une classe de bruits à l'autre, d'un critère à l'autre et également selon le turbidimètre. Les classes de bruits [31-50] et [51 ; 60] doivent être considérées avec attention car elles correspondent aux cas de perturbations les plus importantes. Il ne faut pas non plus choisir un paramètre trop petit qui conduit à une sous-estimation du signal sur les périodes non bruitées. Un compromis sur tous les critères, toutes les classes de bruits et les deux turbidimètres nous a amené à prendre une valeur de seuil de 30 FAU pour le filtre de moyenne mobile.

Une démarche similaire a conduit à retenir une valeur de seuil de 15 FAU pour le filtre de médiane glissante et de 0,025 pour la valeur du coefficient α du paramétrage de la pondération en $\exp(-\alpha.T_i)$ (Tableaux données en annexe G).

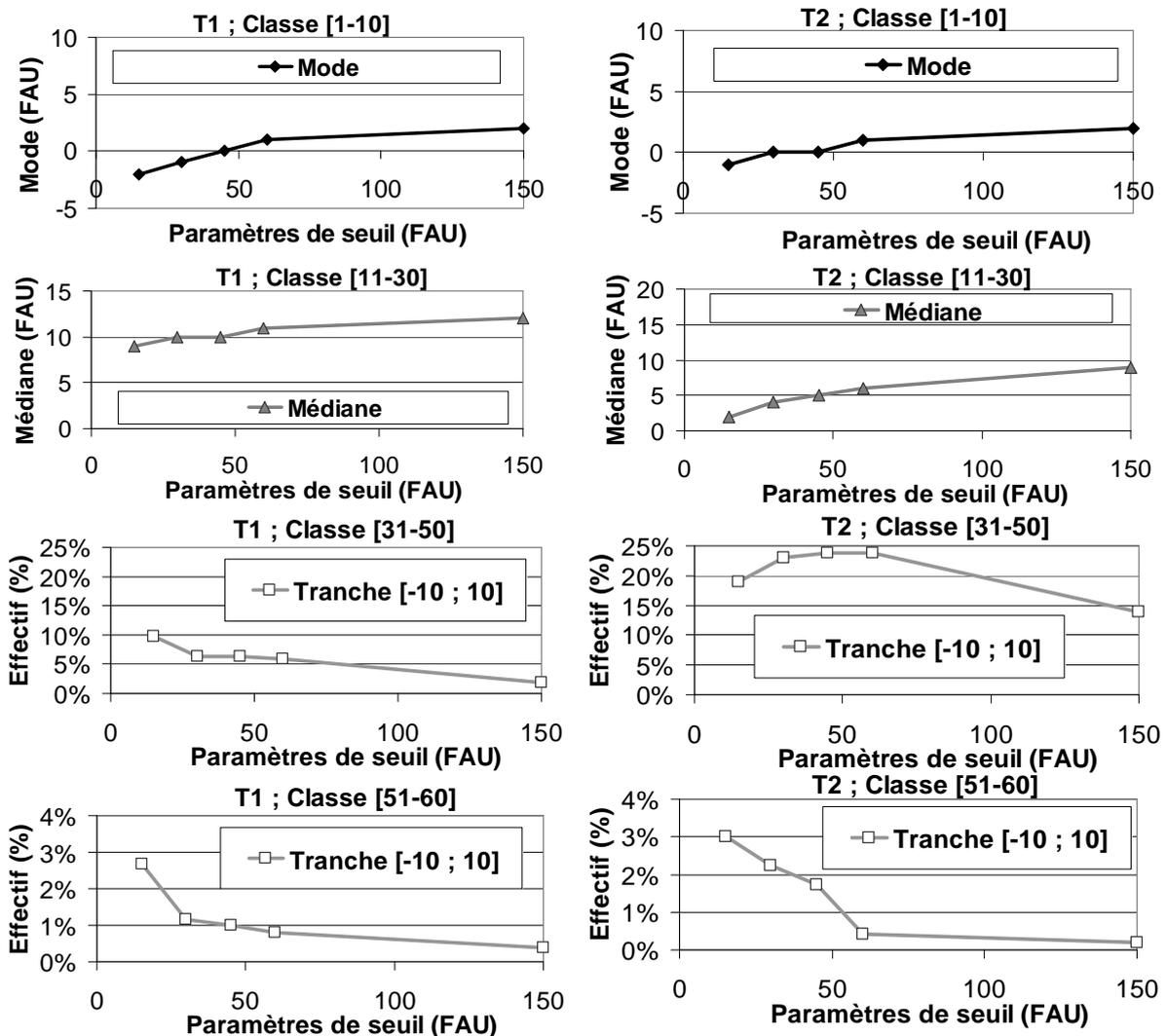


Figure 35 : Représentation des valeurs des critères choisis en fonction des paramètres de seuil pour le filtre de moyenne mobile appliqué aux deux signaux de turbidité pour la classe de bruits la plus sensible de chaque critère

3.2. Performance des filtres

3.2.1. Efficacité comparée des filtres sur les périodes bruitées

Une fois que les paramètres les plus performants pour chaque filtre ont été déterminés, les 5 filtres suivants vont pouvoir être comparés entre eux :

- Le filtre de moyenne simple,
- Le filtre de médiane simple,
- Le filtre de moyenne mobile paramétré avec un seuil de 30 FAU,
- Le filtre de médiane glissante paramétré avec un seuil de 15 FAU,
- Le filtre de moyenne pondérée en $\exp(-\alpha.T)$ paramétré avec un coefficient α de 0,025.

Comme pour la détermination des paramétrages, les comparaisons reposent sur les critères de mode, de médiane et d'appartenance à la tranche [-10 ; 10] FAU pour toutes les classes de bruits. La Figure 36, analogue à la Figure 35, permet de visualiser les valeurs prises par ces 3 critères pour chaque filtre, pour les classes de bruits les plus sensibles.

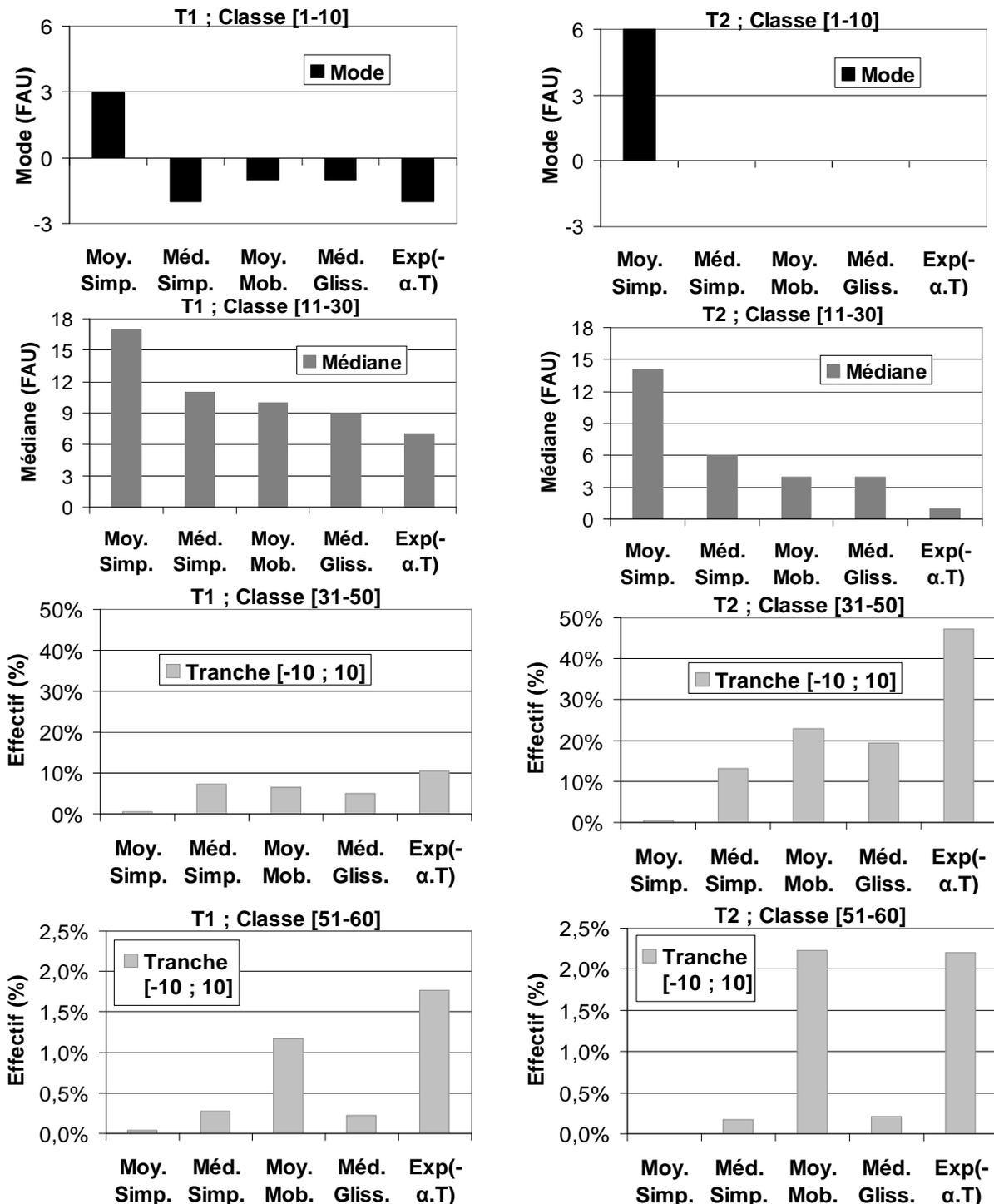


Figure 36 : Représentation des valeurs des critères choisis en fonction du filtre utilisé - Application aux deux signaux de turbidité pour la classe de bruits la plus sensible de chaque critère (Nota : les valeurs de critères de mode pour le second turbidimètre et pour la classe de bruits [1-10] sont toutes nulles exceptées pour la valeur relative à la moyenne simple

Les différences entre les différentes méthodes de filtrage apparaissent nettement : la moyenne simple se révèle la méthode de filtrage la moins efficace, ce qui n'est pas une surprise étant donné la dissymétrie des bruits et leur fréquence parfois élevée. Cela montre aussi que l'utilisation de filtres moyenneurs internes aux appareils risque de fausser les valeurs du signal, d'où la nécessité de régler l'amortissement du signal au minimum lors des réglages préliminaires afin de disposer d'une valeur instantanée et d'éviter de modifier le signal (cf. chapitre 1). Pour les classes de bruits fréquents, [31-50] et [51-60], le critère d'appartenance des différences entre signal filtré et signal de référence à l'intervalle [-10 ; 10] FAU donne une plus grande efficacité des filtres de moyenne mobile et de moyenne pondérée en $\exp(-0.025.T_i)$ avec des effectifs plus importants dans cette tranche que pour les autres filtres.

Comme dans le cas de l'étude des paramétrages, les comparaisons finales des filtres portent sur toutes les classes de bruits pour les 3 critères. **Les filtres les plus efficaces auront des critères de médiane et de mode de la distribution de la différence $T_f - T_{ref}$ proches de 0 et un critère d'effectifs dans la tranche [-10 ; 10] FAU de cette distribution le plus élevé possible.**

En général, la classe de bruits [1-10] est la moins sensible au type de filtre car cette classe représente des bruits peu fréquents. En revanche, à partir de la classe de bruits [11-30], les différences entre les différents filtres testés sont plus marquées avec en général plus d'efficacité des filtres de moyenne mobile et de moyenne pondérée en $\exp(-\alpha.T_i)$.

L'étude du critère de mode de la distribution des écarts est plus particulièrement illustrée sur la Figure 37 pour les 4 classes de bruits.

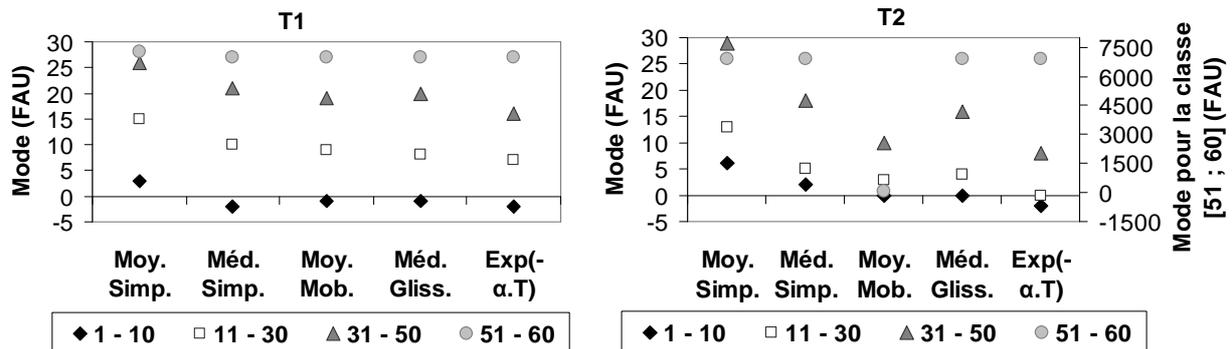


Figure 37 : Evolution du critère de mode de la distribution des écarts $T_f - T_{ref}$ pour toutes les classes de bruits et pour les deux turbidimètres (T1 et T2) en fonction du filtre utilisé

La classe de bruits [51-60] est à distinguer pour le signal du second turbidimètre où en dehors du filtre de moyenne mobile aucun filtre ne parvient à éliminer les bruits. Pour les autres classes de bruits, les différences entre filtres sont moins marquées (surtout pour le signal issu du premier turbidimètre) excepté pour la moyenne simple, qui filtre mal les bruits. Finalement, les filtres de moyenne mobile et pondérée en $\exp(-\alpha.T_i)$ sont les plus efficaces, surtout pour le turbidimètre 2. Les résultats relatifs au critère de médiane sont très similaires à ceux du critère de mode.

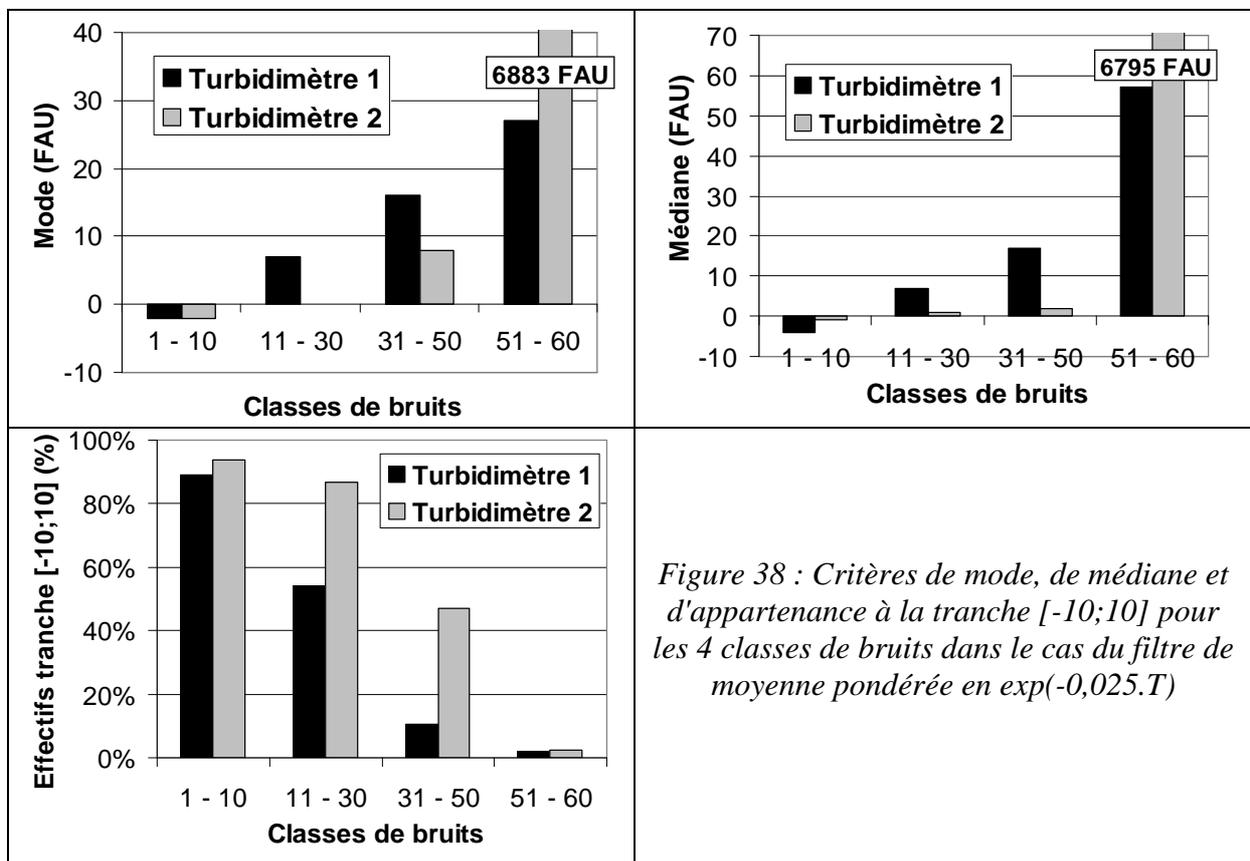
Comme pour la détermination des paramètres des filtres, les résultats par couple critère/classe de bruits montrent que le filtre le plus efficace n'est pas toujours le même selon la classe de bruits, le critère ou le signal auquel il est appliqué. Toutefois, ces critères permettent de classer les filtres de moyenne mobile et de moyenne pondérée en $\exp(-\alpha.T)$ comme les plus efficaces. En général, le filtre en $\exp(-\alpha.T)$ est même plus efficace que celui de moyenne mobile (tableaux de résultats en annexe G).

3.2.2. Efficacité absolue des filtres

Même si un filtre se détache des autres, il n'est peut-être pas performant en termes d'élimination des bruits. Nous avons donc regardé plus précisément les performances du filtre de pondération en $\exp(-0,025.T)$. Les comportements des critères de mode et de médiane sont très similaires (Figure 38).

- Pour les deux turbidimètres et pour les classes de bruits [1-10] et [11-30], le filtre est performant avec des valeurs de mode et de médiane faibles, proches de 0.
- Pour la classe de bruits [31-50], les valeurs de médiane et de mode ont déjà sensiblement augmenté.
- Pour la classe de bruits [51-60], le filtre n'est plus du tout efficace, surtout pour le second turbidimètre avec des valeurs de mode et de médiane de l'ordre de 6800 FAU.

Le critère d'appartenance des différences entre signal filtré et signal de référence à la tranche [-10 ; 10] FAU aboutit aux mêmes conclusions que les critères de mode et de médiane (Figure 38). Pour la classe de bruits [51-60], le filtre n'est plus du tout efficace puisque les effectifs sont inférieurs à 3 %.



Par conséquent, même si la classe [51-60] représente peu de minutes sur toute la période d'étude, (cf. Tableau 11), les bruits ne seront pas filtrés par le filtre de moyenne pondérée en $\exp(-0,025.T)$. De même, la classe [31-50] n'est pas très bien filtrée, surtout pour le premier turbidimètre, et des différences notables entre signal filtré et signal de référence pourront exister.

Les filtres testés dans cette étude ne permettent donc pas de traiter convenablement les minutes avec un nombre important de secondes bruitées. Pour les bruits peu fréquents, le filtre de moyenne mobile et le filtre de moyenne pondérée en $\exp(-\alpha.T_i)$ fournissent des résultats satisfaisants.

3.2.3. Efficacité des filtres en l'absence de bruit

A partir de la méthodologie explicitée au chapitre 3, paragraphe 2.3.7, les différences entre écarts-types des filtres et de la référence, $\sigma_{\text{Filtre}} - \sigma_{\text{ref}}$, sur 30 minutes non bruitées, sont tracées en fonction des écarts-types de la référence, σ_{ref} sur la Figure 39. Une variation rapide du signal de turbidité, en cas de pics par exemple, se caractérise par un écart-type σ_{ref} élevé.

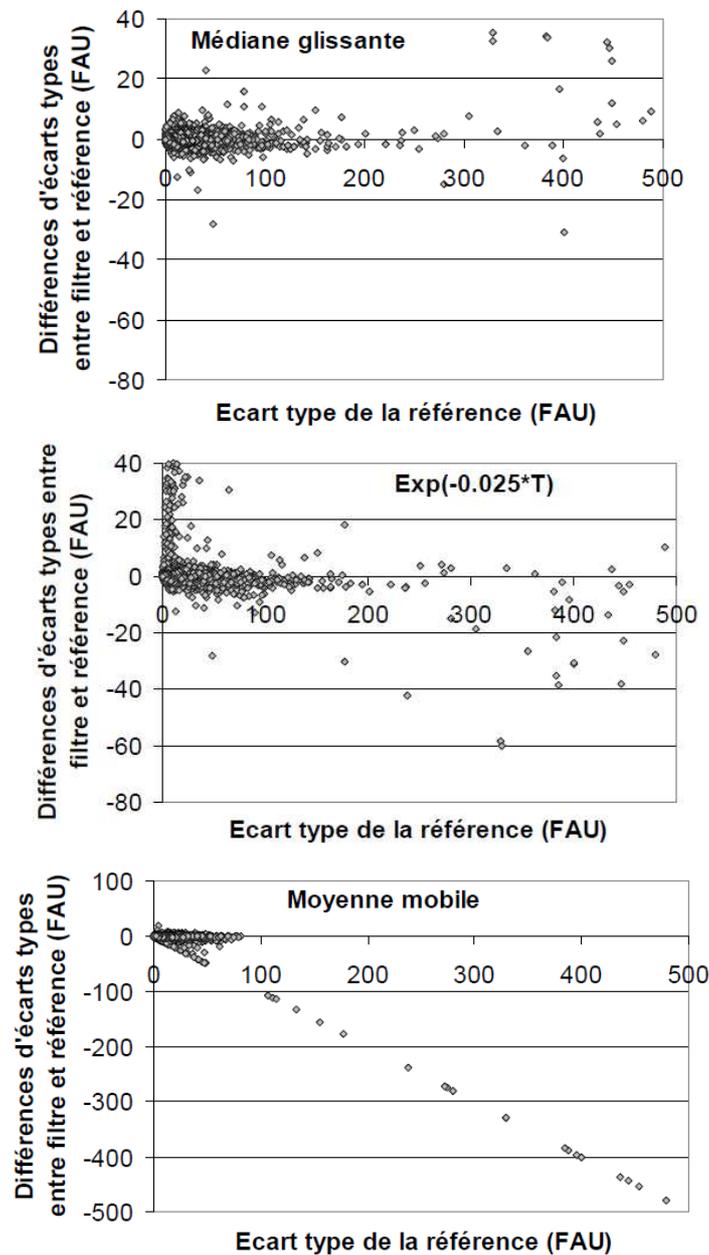


Figure 39 : Différences d'écarts-types sur 30 minutes du filtre et de la référence pour les minutes non bruitées, pour 3 filtres paramétrés, en fonction de l'écart-type sur 30 minutes de la référence, pour les minutes non bruitées ; cas du second turbidimètre

La Figure 39 montre pour les trois filtres étudiés l'évolution de $\sigma_{\text{Filtre}} - \sigma_{\text{ref}}$ en fonction de la valeur de σ_{ref} pour le premier turbidimètre. Les valeurs de σ_{ref} sont en général inférieures à 100 FAU excepté pour quelques pics particuliers pour lesquels l'écart-type de la référence peut atteindre 500 FAU. Pour ces valeurs élevées de σ_{ref} , les trois filtres ont un comportement différent (Figure 39).

- Le filtre de médiane glissante est celui pour lequel les variations rapides de dynamique posent le moins de problème. Les différences entre écarts-types restent proches de 0. Quelques valeurs atteignent 20 à 40 FAU pour σ_{ref} supérieur à 300 FAU mais cela signifie seulement que l'écart-type du filtre est un peu plus grand que celui de la référence, pas que la dynamique du signal filtré a été lissée.
- Le filtre de moyenne pondérée en $exp(-\alpha.T)$ présente quelques différences négatives importantes de $\sigma_{Filtre} - \sigma_{ref}$ (jusqu'à -60 FAU) correspondant à des valeurs élevées de σ_{ref} . Cela ne peut toutefois pas être considéré comme un lissage de la dynamique car la différence $\sigma_{Filtre} - \sigma_{ref}$ reste petite devant σ_{ref} .
- Le filtre de moyenne mobile se distingue des deux autres car des cas de lissage du signal peuvent clairement être identifiés. Les points s'alignent sur une diagonale pour σ_{ref} supérieur à 100 FAU. Autrement dit, pour ces points, l'écart-type du filtre σ_{Filtre} est nul et la différence $\sigma_{Filtre} - \sigma_{ref}$ vaut $-\sigma_{ref}$. Il s'agit en fait de points pour lesquels le filtre n'a pas fonctionné et la valeur de la minute précédente a été reprise, d'où un écart-type nul de σ_{Filtre} sur une demi-heure. Or, le filtre n'a pas fonctionné car il a considéré la dynamique du signal comme du bruit.

En l'absence de bruits, les filtres de médiane glissante et de moyenne pondérée en $exp(-\alpha.T)$ permettent de conserver la dynamique du signal. En revanche, pour quelques cas isolés de variations importantes et rapides de la dynamique, le filtre de moyenne mobile ne parvient pas à reproduire la dynamique et écrête les pics.

3.3. Illustration pour des signaux particuliers

3.3.1. Cas de pics réels de turbidité

La Figure 40 montre un pic de turbidité au cours d'une période de temps sec.

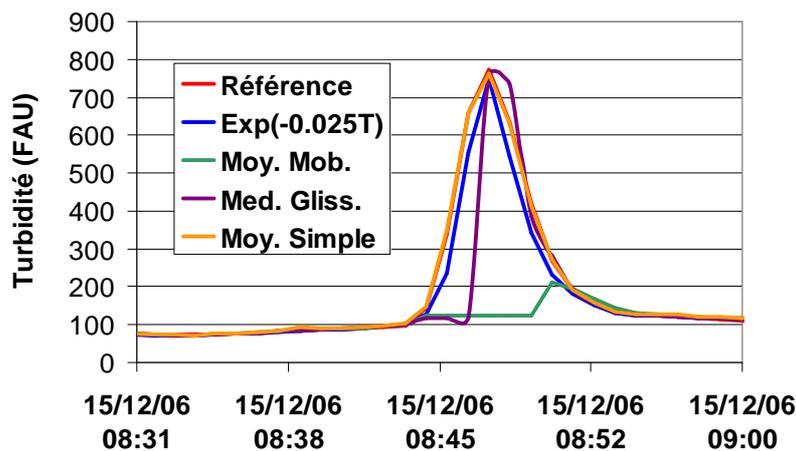


Figure 40 : Effet des différents filtres sur un pic réel de turbidité pour le signal du premier turbidimètre

Sur cette courte période, le signal n'est pas bruité. C'est pourquoi le filtre de moyenne simple reproduit parfaitement le signal et se superpose à la référence. Le filtre de moyenne pondérée en $exp(-\alpha.T)$ permet également une bonne reproduction du signal. Le filtre de médiane glissante décale et déforme un peu le pic mais conserve l'amplitude la dynamique. Par contre,

le filtre de moyenne mobile écrête complètement la dynamique car le pic a été assimilé à du bruit. Ce cas de figure permet d'illustrer les défauts de ce filtre qui n'est pas adapté à la rapidité de certains fronts montants de pics.

3.3.2. Cas d'une période de perturbation du signal

Le cas de la Figure 41 est plus fréquent puisque la figure illustre des perturbations du signal. La référence, issue de la redondance présente un signal parfaitement plat. Aucun des filtres ne parvient à éliminer tous les bruits. Le filtre de moyenne pondérée en $\exp(-\alpha.T)$ est le plus efficace bien que tous les pics de bruits n'aient pas été éliminés. Les filtres de médiane glissante et de moyenne mobile aboutissent à un signal encore très perturbé. Le cas du filtre de moyenne mobile est particulier car le signal reste globalement bruité et déformé mais l'amplitude des bruits a été considérablement diminuée. Ce exemple illustre les conclusions précédentes : dans le cas de bruits très importants, les filtres ne permettent pas d'éliminer convenablement les bruits même si certains comme le filtre de moyenne pondérée en $\exp(-\alpha.T)$ sont plus efficaces.

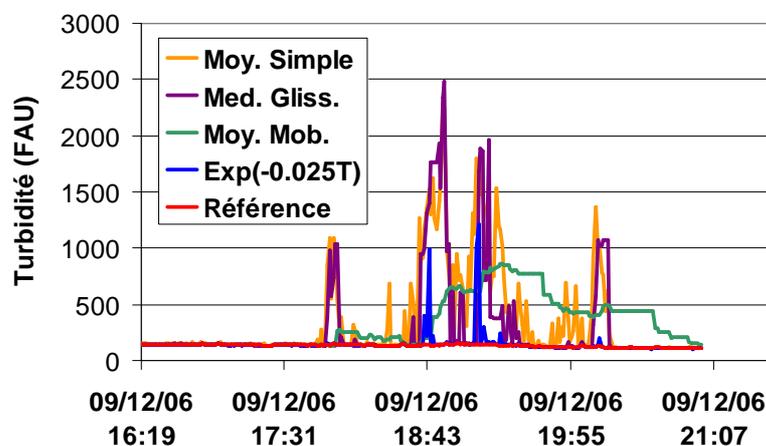


Figure 41 : Effet des différents filtres sur une période bruitée pour le signal du second turbidimètre

3.4. Autres pratiques pour l'acquisition et le filtrage de données de turbidité

Comme pour le site de Duchesse Anne, les deux sites parisiens des Quais et de Clichy sont chacun équipés de deux turbidimètres fournissant des données redondantes. Mais contrairement au cas de Duchesse Anne, les données sont acquises au pas de temps de la minute. Le filtrage des données ne peut donc s'opérer à petite échelle temporelle comme pour le site de Duchesse Anne. Cependant, la redondance de capteurs a permis de développer une méthode sur le principe de celle utilisée à Nantes pour comparer les signaux entre eux.

- Un traitement préalable permet d'éliminer les valeurs jugées aberrantes de bruits de forte amplitude en vérifiant bien, par comparaison des deux signaux bruts, qu'il ne s'agit pas d'un pic réel.
- La distribution des écarts entre les deux signaux bruts est ensuite étudiée dans le but de conserver 95 % des valeurs. Mais cette fois, il s'agit d'une distribution d'écarts au pas de temps de la minute.
- Un seuil de rejet est défini à partir de la distribution des écarts.

- Si la différence des valeurs renvoyées par les deux signaux bruts est inférieure au seuil, la valeur filtrée est la valeur moyenne des deux signaux bruts.
- Si la différence des valeurs renvoyées par les deux signaux bruts est supérieure au seuil, la valeur filtrée est la valeur minimale des deux valeurs.

Lorsque l'écart entre deux valeurs brutes est supérieur au seuil, la valeur n'est pas rejetée car il y aurait alors des lacunes de données trop fréquentes dans la chronique de référence. Il a donc été choisi de retenir par défaut la valeur minimale renvoyée par les deux turbidimètres car le bruit a toujours une amplitude positive et la valeur « vraie » est *a priori* la plus petite.

Bien que les signaux de turbidité ne soient pas acquis à pas de temps très rapide, la redondance permet d'éliminer efficacement les bruits et d'obtenir une chronique de turbidité de référence fiable et validée comme sur l'exemple de la Figure 42 où les bruits de forte amplitude ont été éliminés grâce à la redondance.

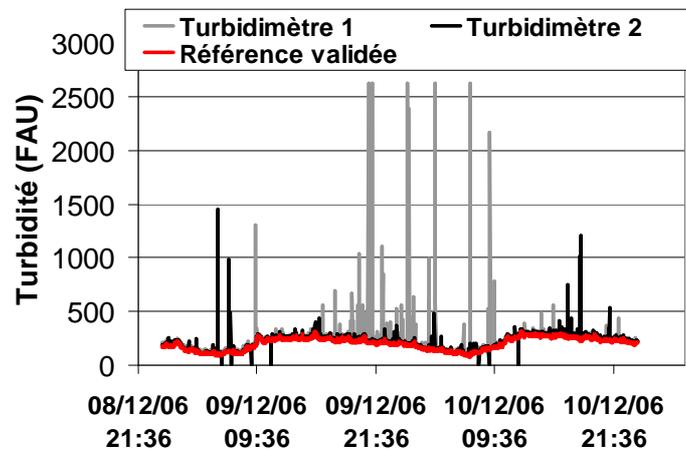


Figure 42 : Exemple de filtrage et de validation du signal de turbidité à partir de données redondantes acquises au pas de temps de la minute (site des Quais)

4. Conclusions sur la redondance

La nature des bruits affectant les signaux de turbidité rend l'utilisation de filtres « classiques » difficile. Bien que le signal de turbidité soit peu fréquemment bruité sur de longues échelles temporelles, les bruits sont inégalement répartis dans le temps. Lorsqu'ils surviennent, leur élimination est délicate.

Les bruits peuvent en effet être d'amplitude très élevée pendant de longues périodes, notamment en raison de l'occultation partielle ou totale des cellules optiques par des macro-déchets. Ce type de perturbation ne peut pas être filtré et la seule solution pour obtenir un signal est de disposer d'un second turbidimètre. Les bruits sont en effet la plupart du temps indépendants ce qui est favorable à la redondance.

Par ailleurs, beaucoup de bruits sont de faible amplitude et de courte durée et ressemblent alors fortement au « signal réel ». Distinguer le front montant d'un pic réel d'un bruit n'est pas toujours possible. Il en résulte des risques de sous-estimation du signal et d'écrêtement des pics réels alors que la détection de ces pics est l'objectif de nombreuses applications.

Le filtre de moyenne pondérée en $\exp(-\alpha.T)$ est le plus performant de ceux testés dans notre étude. Il élimine assez efficacement les bruits (lorsque le nombre de secondes bruitées dans la minute est inférieur à 50) et n'écrête pas les pics contrairement à la moyenne mobile. Lorsque le nombre de seconde bruité est supérieur à 50, Le filtre en $\exp(-\alpha.T)$ ne permet pas l'élimination des bruits.

La redondance présente donc un intérêt par rapport à l'utilisation d'un seul signal. C'est un gage de fiabilité supplémentaire pour des applications de gestion en temps réel (Colas *et al.*, 2005; Pleau *et al.*, 2002). Il n'est pas forcément nécessaire de doubler tous les dispositifs de mesure équipant un réseau mais il est intéressant de le faire en certains points cruciaux (Einfalt & Stölting, 2002). Les mesures de turbidité ne seront jamais aussi nombreuses que celles de débit et de hauteur d'eau dans un réseau mais plutôt situées en certains points stratégiques du réseau. Pour fiabiliser et simplifier leur exploitation, la redondance apparaît comme un outil indispensable. La réflexion sur les méthodes de filtrage doit encore être approfondie mais il semble difficile de trouver un système qui assurera un filtrage en temps réel sans interruption de mesure. En revanche, on peut envisager de perfectionner l'exploitation des mesures redondantes en y ajoutant des techniques de filtrage.

Conclusions de la partie I

Bilan du processus de mesure

Cette partie a permis de dresser la liste des étapes à étudier pour équiper un site de turbidimètres.

Le chapitre 1 a montré que l'incertitude totale sur la mesure de turbidité était faible (intervalle de confiance à 95 % inférieur à ± 5 %) car l'incertitude expérimentale et l'incertitude d'étalonnage qui composent l'incertitude totale sont petites. Obtenir une incertitude d'étalonnage faible nécessite de respecter un protocole d'étalonnage rigoureux avec un nombre suffisant de niveaux. De plus, il faut tenir compte de la non-linéarité des sondes et de l'incertitude sur les étalons lors du calcul de la relation et des incertitudes d'étalonnage.

Le chapitre 2 a listé les principaux points à étudier pour obtenir une mesure représentative et fiable qu'il s'agisse d'une installation directe en collecteur ou d'une installation en dérivation. Ce chapitre a également donné des clés sur les protocoles de maintenance et de vérification à mettre en place pour assurer la fiabilité du dispositif de mesures en continu.

Le chapitre 3 a présenté des techniques de filtrage pour obtenir un signal exploitable à partir d'un signal brut. Les méthodes testées n'ont pas donné entière satisfaction et l'utilisation de mesures redondantes semble être la meilleure solution pour ne pas perdre de données.

Le schéma de la Figure 43 résume les principales étapes à mettre en place pour obtenir des mesures de turbidité fiables et avec une précision connue.

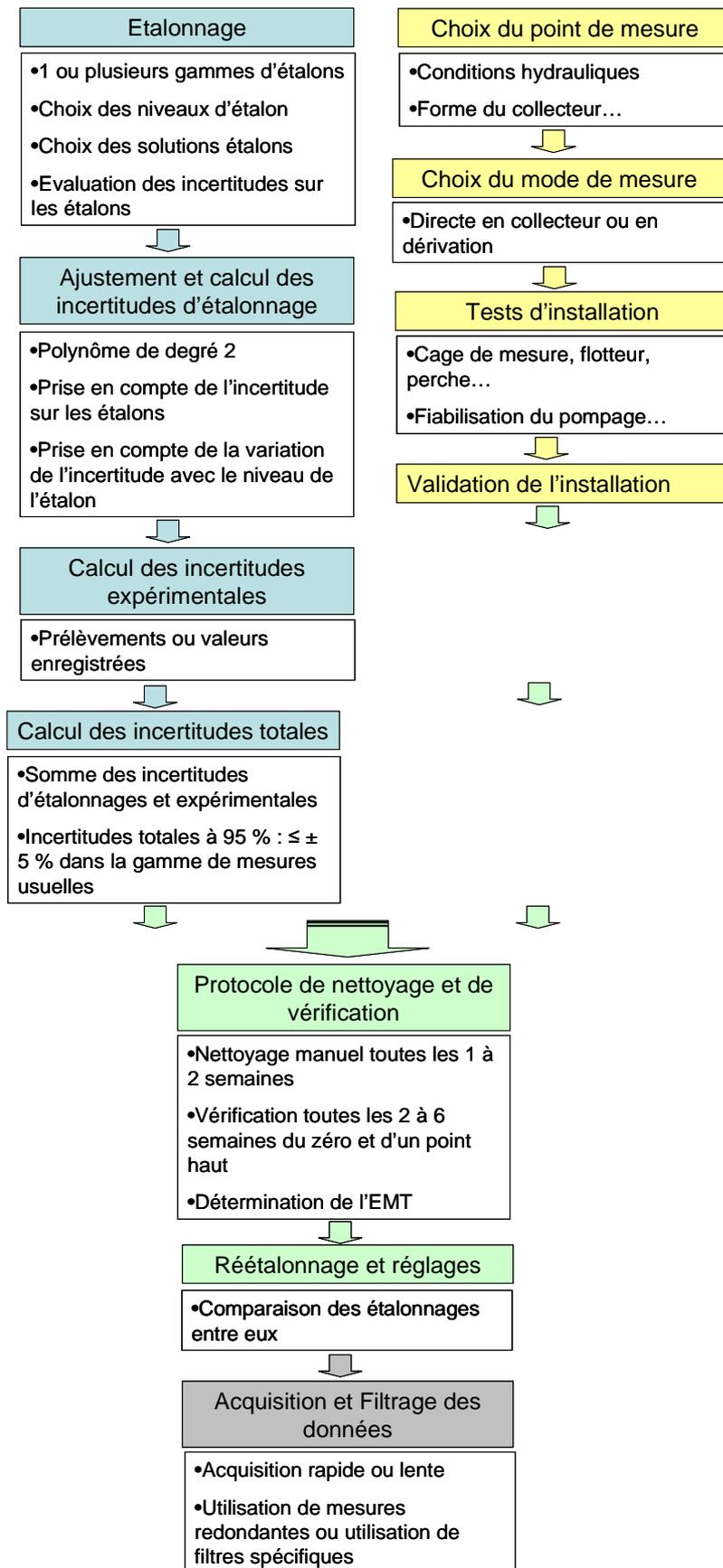


Figure 43 : Principe de la mise en œuvre des mesures en continu de turbidité en réseau d'assainissement

Application aux sites de mesures parisiens

L'application des protocoles d'étalonnage, d'implantation *in situ*, de maintenance et de filtrage des données a conduit au suivi de mesures de turbidité sur deux sites du réseau unitaire parisien depuis décembre 2005. Une partie du travail de recherche décrit dans cette thèse repose sur l'exploitation et l'utilisation des données acquises entre décembre 2005 et décembre 2008. Afin de faciliter la compréhension des parties II, III et IV, les sites de mesures et la base de données construite à partir des différentes mesures sont décrits ci-dessous.

La deuxième phase du programme OPUR a permis l'équipement de 6 bassins versants expérimentaux de tailles croissantes dans le réseau unitaire parisien allant du bassin versant du Marais, à l'amont, jusqu'à l'usine de Clichy à l'aval, en suivant l'axe du collecteur de Clichy (Kafi-Benyahia, 2006). Pour ce travail, deux de ces sites ont été équipés de turbidimètres et d'un conductimètre (Figure 44) :

- Le site des Quais (référéncé P213),
- Le site de Clichy centre (référéncé P219).

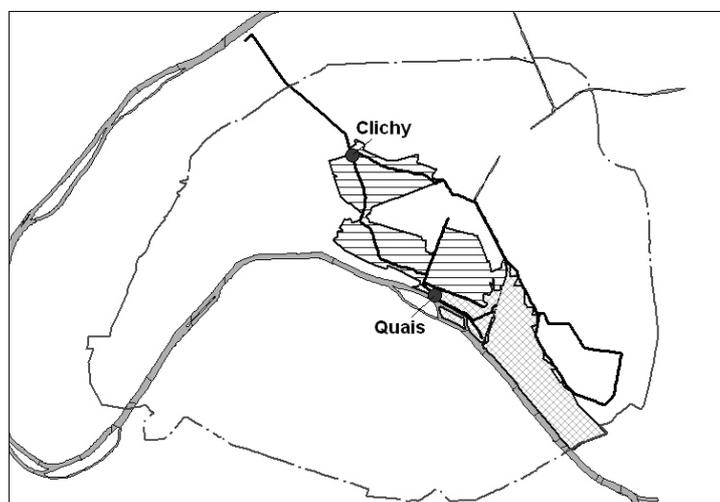


Figure 44 : Bassins versants expérimentaux équipés de turbidimètres

Les principales caractéristiques de ces sites ont été reportées dans le Tableau 14. Des schémas descriptifs figurent également en annexe D

Tableau 14 : Principales caractéristiques des sites étudiés

Bassins versants	Quais	Clichy
Surface (ha)	402	942
Coefficient de ruissellement moyen (-)	0,64	0,68
Longueur hydraulique (km)	5	9
Densité de population (hab/ha)	200	215
Densité EHN : nombre d'équivalents homme azote par hectare (EHN/ha)	286	373
Débit moyen journalier de temps sec (m^3/s) [moyenne (min-max)]	0,7 (0,5-1,8)	2,0 (1,8-4)
Hauteur d'eau maximale journalière de temps sec (m) [moyenne (min-max)]	1,4 (1,2-2,1)	1,8 (1,2-3,3)
Vitesse maximale journalière de temps sec (m/s) [moyenne (min-max)]	0,7 (0,6-1,0)	0,7 (0,3-1,1)

Chacun des deux sites est équipé de débitmètres CR2M, modèle SAB 600 ASN. ils sont gérés directement par la section d'assainissement de la Ville de Paris. La vitesse d'écoulement est

mesurée par temps de transit des ultrasons en trois hauteurs de la section d'écoulement. La hauteur d'eau est mesurée par un ou deux capteurs de pression DRUCK, modèle PTX 630 (Kafi-Benyahia, 2006). Une centrale d'acquisition permet le calcul et l'enregistrement de la valeur moyenne des vitesses, hauteurs et débits sur des pas de temps de 1 à 6 minutes. Les données sont transmises par liaison téléphonique au centre de gestion des flux du service d'assainissement de la ville de Paris où elles sont filtrées, archivées et validées. Afin de permettre leur exploitation, les données de débit ont ensuite été à nouveau filtrées et rééchantillonnées au pas de temps fixe d'une minute à l'aide d'outils développés au LEESU.

Base de données sur la période 01/12/2005 – 31/12/2006

La période allant du 1^{er} décembre 2005 au 31 décembre 2006 a été plus particulièrement étudiée et 3 signaux filtrés de débit, de turbidité et de conductivité ont permis de construire une importante base de données.

La réalisation du travail des parties II et III repose en grande partie sur le découpage de cette période d'étude en événements pluvieux. Pour cela, une chronique fictive de temps sec de débit a été construite en remplaçant les journées où des événements pluvieux ont eu lieu par les journées de temps sec les plus proches. Le début d'un événement pluvieux est caractérisé par le commencement du pic de débit (augmentation en général très verticale du signal de débit) tandis que la fin de l'événement est délimitée par un retour au débit de temps sec visible sur la chronique fictive de temps sec construite à cet effet. La conductivité permet de valider cette délimitation, surtout pour le début de l'événement. En effet, le début d'un événement pluvieux est caractérisé par une forte chute de la conductivité due à l'apport d'eaux pluviales dans les effluents qui se produit simultanément au pic de débit. Entre le 1^{er} décembre 2005 et le 31 décembre 2006, 88 événements ont ainsi été répertoriés pour le site des Quais (P213), contre 83 pour le site de Clichy (P219), en raison d'un problème d'acquisition de données de turbidité en septembre et en octobre 2006.

Enfin, pour chaque événement de la période d'étude, différents paramètres ont été calculés à partir des données de débit et de turbidité :

- Le volume total de l'événement par hectare imperméabilisé (m^3/ha_{imp}) V_{spe} ,
- Le volume total de l'événement (m^3) V_{tot} ,
- La période de temps sec antérieure à l'événement (h) ΔTS ,
- Le débit moyen (m^3/s) Q_{moy} ,
- Le débit maximal sur 5 minutes d'enregistrement (m^3/s) Q_{max} ,
- La turbidité moyenne (FAU) T_m ,
- La turbidité maximale sur 5 minutes d'enregistrement (FAU) T_{max} ,
- La masse de polluants (FAU. m^3 ou kg équivalents FAU) en considérant la turbidité comme directement représentative d'une concentration en MES (corrélation forte et pente proche de 1).

Ce travail permet donc de disposer d'une base de données complète avec non seulement les caractéristiques générales des événements pluvieux (pointes de débit, durées de temps sec antérieures...) mais également les caractéristiques détaillées de chaque événement en termes de dynamiques hydraulique et particulière grâce à la connaissance du débit et de la turbidité au pas de temps de la minute. La liste des événements et de leurs caractéristiques figure en annexe C.

Les années 2007 et 2008 ont été exploitées dans la partie IV « au fil de l'eau », sans découpage en événements pluvieux.





Partie II

Intérêt potentiel de la turbidité pour la gestion des flux polluants en réseau d'assainissement

« Il y a trois temps qui déplaisent souverainement aux jardiniers : le temps sec, le temps pluvieux, le temps en général. »

Pierre Daninos

Introduction

Nous avons montré qu'il est possible d'obtenir des mesures en continu de turbidité avec une très bonne fiabilité sur de longues périodes. Nous disposons donc de trois ans de données au pas de temps de la minute sur deux sites du réseau unitaire parisien grâce à l'application des méthodes décrites dans la partie I. Les données acquises entre décembre 2005 et décembre 2006 ont été découpées en événements pluvieux pour être étudiées de façon détaillée.

L'objectif de cette thèse n'est pas de décrire et de comprendre les phénomènes de transport de polluants en réseaux d'assainissement mais d'évaluer l'apport de la mesure en continu de turbidité pour des applications choisies. Trois applications semblent particulièrement intéresser les gestionnaires de réseaux d'assainissement :

- L'évaluation de flux de polluants dans les réseaux d'assainissement,
- La gestion en temps réel des flux dans les réseaux d'assainissement avec des stratégies utilisant des données de qualité,
- La gestion de la vidange des ouvrages de décantation sur des seuils de turbidité.

Ces attentes ont été confirmées par une enquête effectuée auprès de gestionnaires de réseaux sur les pratiques de gestion (cf. chapitre 10). L'apport de la turbidité pour les deux premières applications a été chiffré dans les parties III et IV respectivement pour l'évaluation et la gestion en temps réel des flux. Mais avant de construire des scénarios et d'effectuer des simulations, il faut caractériser l'intérêt potentiel de la turbidité pour ces applications grâce à l'analyse des données de turbidité. La deuxième partie du travail de thèse s'intéresse donc au supplément d'information apportée par la turbidité par rapport à l'information débit et à son utilisation potentielle pour l'évaluation et la gestion des flux polluants.

Les études ne portent souvent que sur l'échantillonnage de quelques événements pluvieux ou de quelques jours de temps sec. Par exemple, dans le programme de recherche OPUR 2, seuls une dizaine d'événements pluvieux par site ont été échantillonnés, chaque événement étant au mieux représenté par 24 points (Chebbo *et al.*, 2006; Gasperi *et al.*, 2006a, b). La turbidité permet un suivi en continu, au pas de temps de la minute. Elle permet donc de disposer d'une quantité d'information considérable par rapport aux données plus parcellaires fournies par les campagnes d'échantillonnage. Ces informations fines ont mis en évidence une variabilité importante des phénomènes à différentes échelles de temps : journée, événement pluvieux, année. Cette variabilité porte sur les effluents unitaires de temps de pluie et de temps sec.

Les études présentées dans la partie II montrent que cette variabilité ne s'explique pas par des modèles simples. Toutefois, cette variabilité n'est pas un phénomène aléatoire imprédictible mais décrit bien un phénomène sous jacent mis en évidence par l'homogénéité des dynamiques de turbidité des deux sites étudiés.

Ces différents points, qui caractérisent l'intérêt de la turbidité vont être illustrés dans quatre chapitres.

- L'intérêt de la turbidité pour l'évaluation des flux polluants sera traité dans le chapitre 4 à travers l'analyse de la variabilité des concentrations de temps de pluie.
- L'intérêt de la turbidité pour la gestion en temps réel des flux dans les réseaux sera abordé dans le chapitre 5 par la mise en évidence de la variabilité de la distribution de la masse dans les événements pluvieux.
- Le chapitre 6 permet d'analyser la variabilité des effluents de temps sec, qui contribue à la variabilité de temps de pluie.
- Le chapitre 7 traite le cas particulier des informations apportées par la turbidité en ouvrage de décantation.

Chapitre 4. Variabilité des concentrations de temps de pluie

Ce chapitre s'intéresse à la variabilité inter-événementielle des concentrations en particules pour tous les événements pluvieux de la période d'étude. La mise en évidence de cette variabilité montre l'intérêt du suivi en continu de la turbidité pour l'évaluation des flux de polluants, notamment à l'échelle annuelle, par rapport aux méthodes classiques utilisant une valeur moyenne unique (Mourad *et al.*, 2005b). Une valeur moyenne ne permet généralement pas de représenter la variabilité inter-événementielle des concentrations. Le suivi en continu de la turbidité permet de disposer de pollutogrammes très détaillés en turbidité au pas de temps de la minute. **Dans ce chapitre, la turbidité (en FAU) sera directement assimilée à une concentration en MES (en mg/l).** La turbidité est en effet un très bon indicateur de la concentration en MES (cf. partie III). Dans ce chapitre, la variabilité des concentrations a d'abord été abordée à l'aide des valeurs moyennes et maximales événementielles. Puis, une typologie spécifique a permis de classer les pollutogrammes et de vérifier si la variabilité des réponses de turbidité aux événements pluvieux s'expliquait par certains paramètres hydrauliques. Enfin, l'étude de l'homogénéité des concentrations entre les deux sites des Quais et de Clichy montre que la variabilité des concentrations représente un processus physique.

1. Des données de turbidité par temps de pluie abondantes et très variables

1.1. Description fine du temps de pluie

Les 88 événements pluvieux du site des Quais représentent une durée totale de 50310 minutes et les 83 événements de Clichy une durée de 48165 minutes soit environ 35 jours de pluie pour les Quais et 33 pour Clichy. Selon l'événement pluvieux, les réactions des signaux de débit, de turbidité et de conductivité peuvent être très différentes :

- L'ensemble des valeurs de turbidité de temps de pluie est compris entre 80 et 1200 FAU.
- La conductivité, dont les valeurs sont proches de 1000 $\mu\text{S}/\text{cm}$ par temps sec peut chuter à 200 $\mu\text{S}/\text{cm}$ avec l'apport d'eaux pluviales dans les effluents.
- Sur le site des Quais, le débit est régulé et atteint au maximum 4 m^3/s par temps de pluie.
- Sur le site de Clichy, les débits ont des amplitudes beaucoup plus importantes et les pointes de temps de pluie peuvent atteindre 20 m^3/s .

L'ensemble du temps de pluie pour le site de Clichy est représenté sur la Figure 45 par l'intermédiaire de points débit/turbidité. Ce graphique met en évidence l'importance des gammes de variation en débit comme en turbidité mais également l'absence de corrélation entre débit et turbidité.

Les valeurs de turbidité peuvent être élevées aussi bien pour des débits faibles que pour des débits importants. Les valeurs les plus fréquemment rencontrées se situent entre 100 et 600 FAU. Les pointes les plus fortes atteignent jusqu'à 1000 FAU (1200 FAU pour le site des Quais). Ces pointes sont rencontrées pour toutes les valeurs de débit, des plus faibles au plus grandes. La

variabilité des réponses est également illustrée sur les 3 événements mis en relief sur la Figure 45 dont les courbes représentatives sont très disjointes (Lacour *et al.*, 2009c). Ceci avait déjà été noté dans des études antérieures où des pluies faibles peuvent occasionner d'importants pics de turbidité et où ces pics apparaissent également assez fréquemment en fin d'événement pluvieux lorsque le débit a diminué (Veldkamp *et al.*, 2002). Pour une même valeur de débit de temps de pluie, des comportements très contrastés sont observés à l'échelle de l'ensemble des événements pluvieux d'une année en termes de concentrations. Le site des Quais, non représenté sur la figure, présente des résultats similaires.

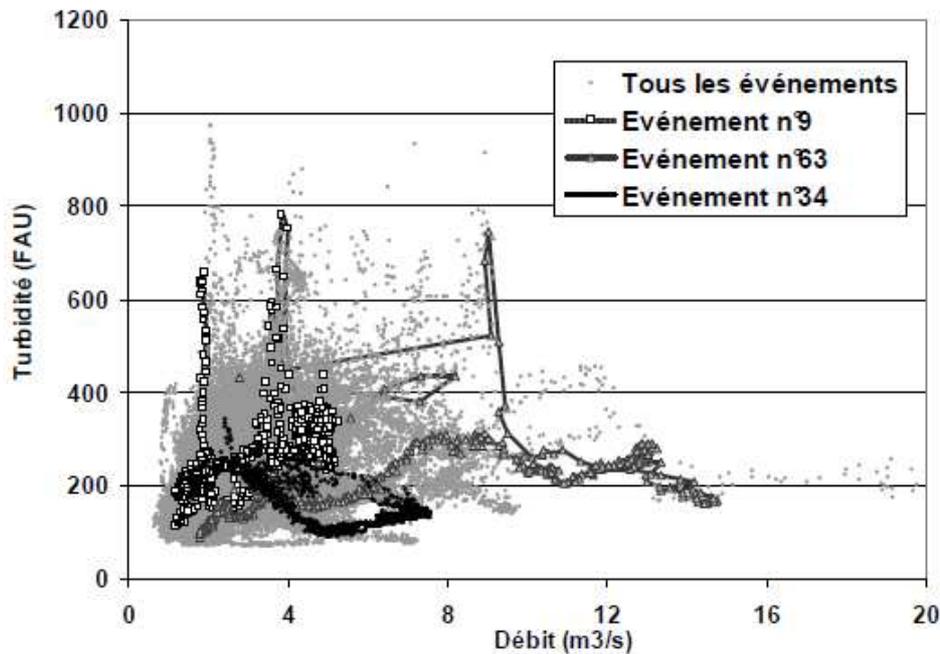


Figure 45 : Ensemble des points débit/turbidité pour le site de Clichy au pas de temps de la minute, pour tout le temps de pluie de la période d'étude

1.2. Variabilité inter-événementielle des concentrations moyennes et maximales

Les différents événements pluvieux ont été caractérisés par leurs valeurs moyennes et maximales de débit, Q_m et Q_{max} , et de turbidité, T_m et T_{max} à partir de la base de données construite à cet effet (cf. annexe C et la conclusion de la partie I). L'absence de lien entre la dynamique du signal de débit d'une part, et la dynamique du signal de turbidité d'autre part est également visible en regardant les moyennes et les valeurs maximales des débits et des turbidités événement par événement. Pour les deux sites, aucune corrélation entre débit et turbidité n'apparaît à l'échelle de la valeur moyenne événementielle comme le montre la Figure 46. Cette figure met également en évidence les importantes gammes de variation du débit et de la turbidité en fonction de l'événement pluvieux considéré.

L'utilisation d'une valeur moyenne annuelle de concentration pour le calcul de flux de polluants risque donc de considérablement fausser l'évaluation des flux étant donnée la variabilité des concentrations mise en évidence (Mourad *et al.*, 2005a).

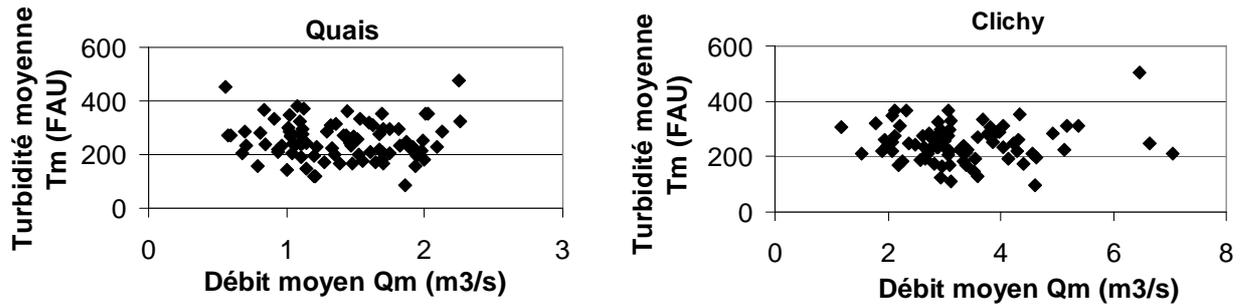


Figure 46 : Relation entre débit moyen et turbidité moyenne pour tous les événements pluvieux de la période d'étude sur les deux sites

L'observation des concentrations maximales en fonction des débits maximaux confirme l'absence de lien entre débit et turbidité pour les valeurs maximales des événements (Figure 47).

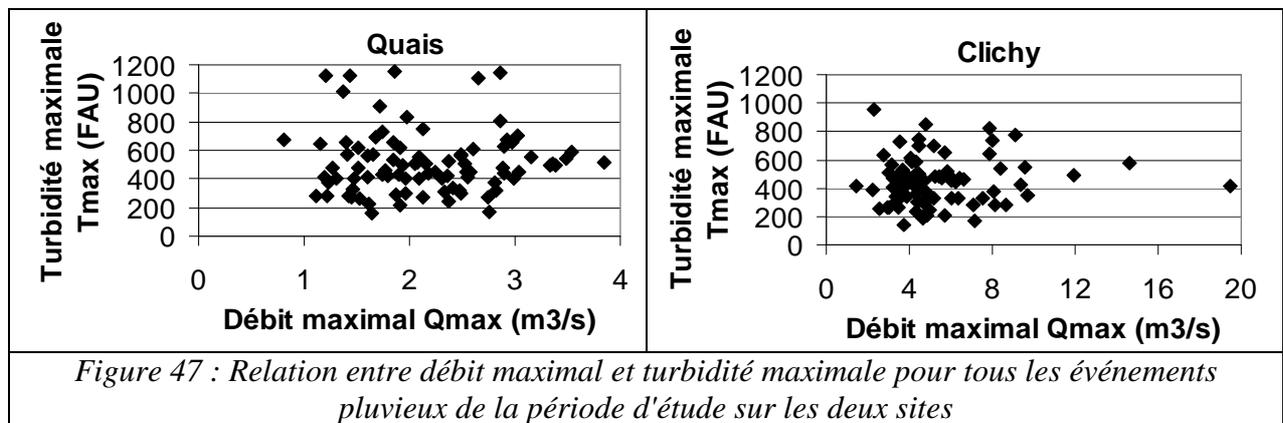


Figure 47 : Relation entre débit maximal et turbidité maximale pour tous les événements pluvieux de la période d'étude sur les deux sites

2. Analyse de la variabilité des pollutogrammes de turbidité

2.1. Classement des réponses de turbidité

2.1.1. Une typologie s'appuyant sur les valeurs extrêmes de turbidité

Une typologie a été construite pour caractériser les différentes réponses de turbidité aux événements pluvieux. Cette typologie distingue les événements en fonction des valeurs extrêmes atteintes par le signal de turbidité et de certaines caractéristiques spécifiques de la dynamique de la réponse de turbidité. En effet, les valeurs moyennes ne permettent pas de construire des groupes d'événements distincts car les concentrations moyennes de temps de pluie se confondent avec les valeurs de turbidité par temps sec à l'échelle horaire comme à l'échelle journalière. A l'inverse, les valeurs de turbidité maximales de temps de pluie se distinguent plus nettement des valeurs de temps sec (Tableau 15).

Tableau 15 : Moyennes et écarts-types des valeurs de turbidité de temps de pluie à l'échelle événementielle et des valeurs de turbidité de temps de sec à l'échelle horaire et journalière

	Quais	Clichy
Turbidité moyenne événementielle (FAU)		
Moyennes et écarts-types sur tous les événements pluvieux de la période d'étude	252 ± 71	248 ± 66
Turbidité maximale événementielle (FAU)		
Moyennes et écarts-types sur tous les événements pluvieux de la période d'étude	516 ± 223	454 ± 168
Turbidité journalière de temps sec (FAU)		
Moyennes et écarts-types sur toutes les journées de temps sec complètes de la période d'étude	223 ± 30	209 ± 40
Turbidité horaire de temps sec (FAU)		
Médiane sur 24 heures des moyennes et des écarts-types sur toutes les journées de temps sec complètes de la période d'étude	238 ± 51	221 ± 52

2.1.2. Description de la typologie

La variabilité des réponses de turbidité aux événements pluvieux est illustrée dans les pollutogrammes de turbidité détaillés de temps de pluie au pas de temps de la minute. Selon les événements pluvieux, la réponse de turbidité se traduit par des pics d'amplitude et de position différentes dans l'événement pluvieux, par une réponse semblable à du temps sec ou par des phénomènes de dilution. Une typologie simplifiée des pollutogrammes a été définie afin de classer les réponses de turbidité et d'essayer de lier ces réponses aux caractéristiques des événements pluvieux.

Quatre groupes de comportements types ont été définis à partir de certaines valeurs spécifiques de turbidité, notamment la turbidité maximale. Cette classification ne tient pas compte de la position des pics au cours de l'événement, ni de leur nombre ou de la succession de plusieurs types de comportements. Elle caractérise la « réponse dominante » de turbidité à l'événement pluvieux. Les 4 groupes retenus sont les suivants (Lacour *et al.*, 2009a) :

- Groupe (1) : un ou des pics de turbidité élevée (supérieure à 600 FAU),
- Groupe (2) : un ou des pics de turbidité moins élevée (entre 400 et 600 FAU),
- Groupe (3) : une absence de réaction (comportement de temps sec),
- Groupe (4) : un phénomène de dilution.

La valeur seuil de 600 FAU retenue pour caractériser les pics de turbidité élevés du groupe (1) correspond au 3^{ème} quartile des valeurs maximales de turbidité. Environ 25 % des événements ont donc une turbidité maximale événementielle supérieure à 600 FAU.

La valeur basse de 400 FAU encadrant les pics de turbidité appartenant au groupe (2) a été retenue car elle correspond aux pointes de temps sec journalières de turbidité (Lacour *et al.*, 2009a).

Le groupe (4), relatif à la dilution correspond à une diminution d'au moins 25 % de la valeur de turbidité **pendant la phase d'augmentation du débit** (Lacour *et al.*, 2009a).

Le groupe (3) comprend les événements ne rentrant pas dans les 3 autres catégories. La Figure 48 donne des exemples de pollutogrammes correspondant à chacun de ces groupes.

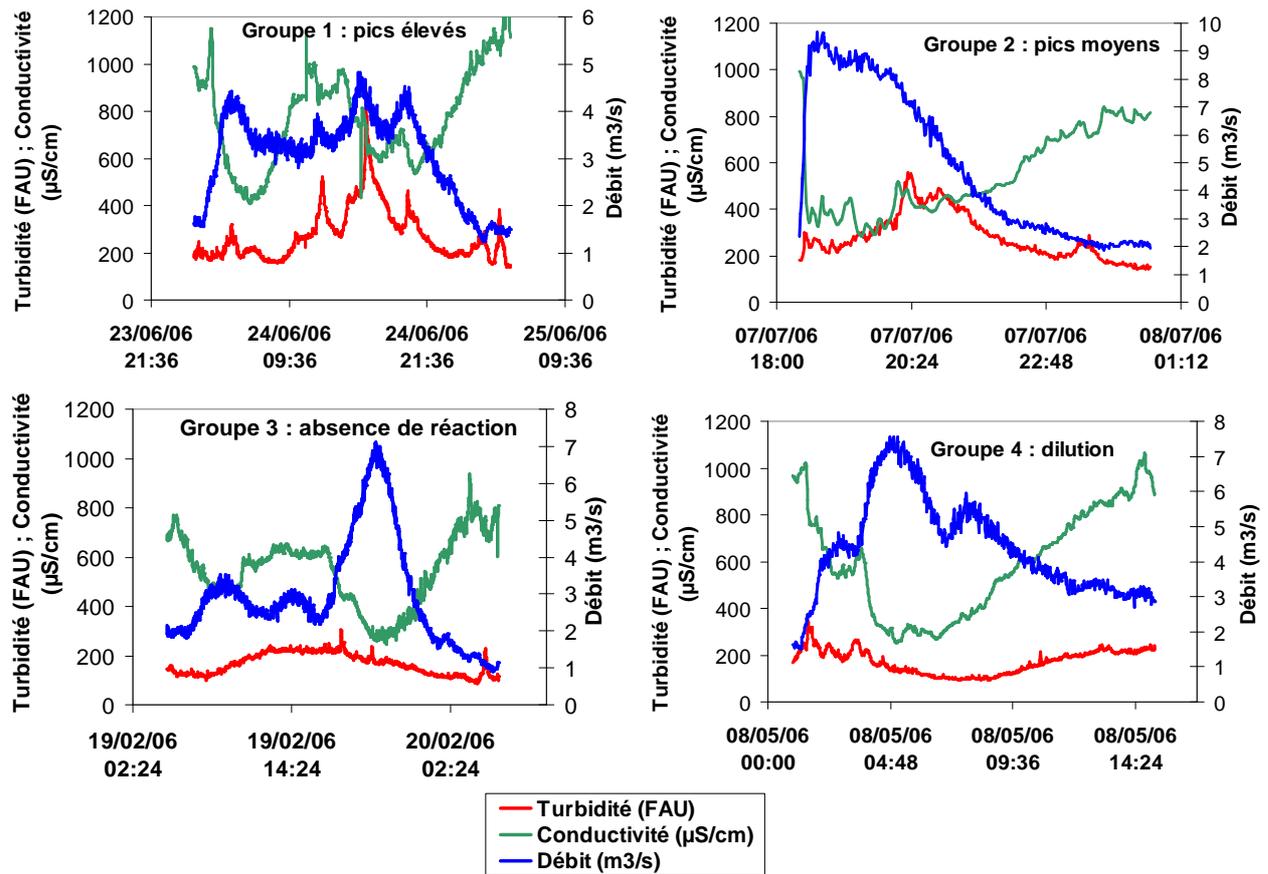


Figure 48 : Exemples de pollutogrammes correspondant à chacun des 4 groupes de la classification

2.1.3. Répartition des réponses dans les 4 groupes

La répartition des réponses dans les 4 groupes figure dans le Tableau 16. Les répartitions sont comparables pour les deux sites, ce qui constitue une première mise en évidence de l'homogénéité des comportements entre les deux sites. Dans plus de 65 % des cas, une réponse significative de la turbidité en termes de pics de concentration est visible. Les phénomènes de dilution sont en revanche relativement rares. Un nombre important d'événements présente une absence de réponse, c'est-à-dire un comportement de temps sec ce qui est assez inattendu.

Tableau 16 : Distribution des réponses de turbidité dans les 4 groupes représentatifs de la dynamique globale.

Type de comportement	Quais (%)	Clichy (%)
(1) Pics de niveau élevé (> 600 FAU)	26,1	21,7
(2) Pics de niveau moyen ou faible (400<-<600 FAU)	46,6	37,3
(3) Absence de réaction	20,5	31,3
(4) Dilution	6,8	9,6

2.2. Lien entre les réponses de turbidité et des paramètres descriptifs des événements

2.2.1. Recherche de corrélations simples

L'objectif de la thèse n'est pas de définir un modèle complexe expliquant les réponses de turbidité aux événements pluvieux. Par conséquent, nous n'avons pas tenté de modéliser la dynamique des signaux de turbidité. Jusqu'à présent de tels modèles se sont d'ailleurs révélés assez peu prédictifs (Kanso *et al.*, 2005). Toutefois, il est intéressant de savoir si l'appartenance à un groupe de réponse donné peut s'expliquer par certaines caractéristiques hydrauliques simples. A cet effet, une analyse en composantes principales (ACP) a été réalisée pour tenter de lier l'appartenance à l'un des 4 groupes (autrement dit, les variables T_m et T_{max}) et les paramètres de volume par hectare imperméabilisé généré par le temps de pluie, V_{spe} , de période de temps sec antérieure à l'événement ΔTS , de débits moyens et maximaux de l'événement Q_m ou Q_{max} (cf. la conclusion de la partie I et l'annexe C). Les paramètres T_m et T_{max} , qui indiquent l'intensité des pics (ou leur absence), ne sont pas utilisés dans cette ACP puisqu'ils ont servi en partie à la classification dans les 4 groupes. Nous avons préféré utiliser le paramètre explicatif de débit maximal Q_{max} plutôt que celui de l'intensité maximale de la pluie car l'on s'intéresse à des phénomènes se produisant à l'intérieur du réseau. Or, le paramètre d'intensité de la pluie dépend de la répartition spatiale de la pluie et il représente moins bien les phénomènes de dépôt et de remise en suspension pouvant se produire dans les collecteurs par rapport au paramètre de débit maximal.

Pour l'ACP, les résultats des deux sites ont été considérés comme un seul ensemble.

2.2.2. Une variabilité difficilement explicable

Sur le cercle des corrélations (Figure 49), les débits moyens et maximum sont expliqués par l'axe 1 et la période antérieure de temps sec par l'axe 2. Globalement, les variables ne sont que très faiblement corrélées entre elles, sauf pour Q_m et Q_{max} (coefficient de 0,91), qui représentent le même phénomène (Figure 49).

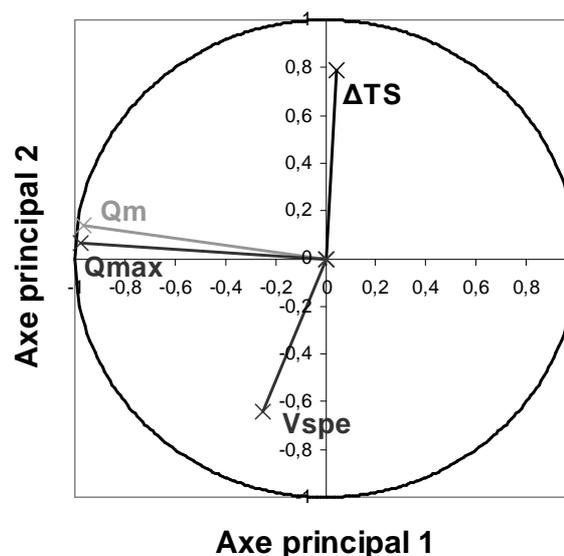


Figure 49 : Cercle des corrélations pour l'ACP relative à la distribution des données dans les 4 groupes de dynamiques de réponse de turbidité

Les résultats de l'ACP montrent une absence de structuration des données pour les variables explicatives choisies. La projection des données dans le plan principal 1-2 ne fait pas apparaître de tendance nette (Figure 50). Les points du groupe 4 (dilution) sont néanmoins pour la plupart sous l'axe 1, ce qui implique que la dilution pourrait correspondre à des périodes antérieures de temps sec courtes. Ce résultat est à relativiser en raison de l'effectif réduit de ce groupe par rapport aux autres. De plus, même si les ordonnées sont négatives, elles restent proches de l'origine. Les barycentres des 4 groupes sont tous voisins de l'origine (Figure 50). La dynamique des réponses de turbidité ne peut donc pas être reliée de façon simple avec des paramètres couramment utilisés pour décrire les événements pluvieux (Lacour *et al.*, 2009a). Certains auteurs ont déjà tenté d'établir des corrélations entre la turbidité et le niveau d'eau, le débit, la vitesse, l'intensité de la pluie ou la contrainte de cisaillement sur un site expérimental aux Pays-Bas (Henckens, 2001; Henckens *et al.*, 2002; Langeveld *et al.*, 2005; Schellart, 2002; Veldkamp *et al.*, 2002). Seule une corrélation partielle avec la contrainte de cisaillement a été établie.

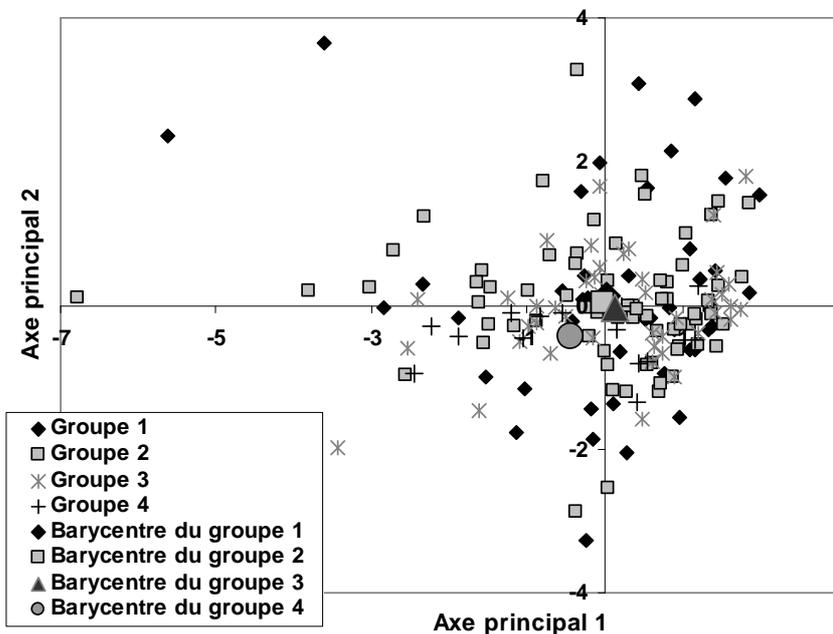


Figure 50 : Projection des données dans le plan principal 1-2 pour l'ACP relative à la distribution des données dans les 4 groupes de dynamiques de réponse de turbidité

2.3. Illustration pour les événements de pointe de débit importante

Afin d'illustrer la variabilité des réponses de turbidité évoquée tout au long de ce chapitre, quelques événements aux caractéristiques proches mais aux réponses de turbidité très différentes ont été isolés deux à deux. Les caractéristiques de ces événements figurent dans le Tableau 17.

Tableau 17 : Caractéristiques de 4 événements illustratifs

Événement	ΔT_S (h)	V_{spe} (m^3/ha_{imp})	Q_m (m^3)	Q_{max} (m^3)	T_m (FAU)	T_{max} (FAU)
Clichy-13	37	96	2,7	4,0	284	613
Clichy-84	36	122	3,9	5,2	288	326
Quais-14	7,5	414	1,9	3,5	252	591
Quais-82	8,3	215	1,8	2,5	295	511

Les événements n°13 et n°84 de Clichy sont une illustration des comportements très différents pouvant être observés. L'événement pluvieux n°13 génère une augmentation importante du signal de turbidité avec un pic élevé pendant le pic de débit. Cette dynamique s'oppose à l'absence de réponse du cas de l'événement 84 pour lequel la turbidité a une allure de temps sec (Figure 51). Or, les deux événements ont des pointes de débit et des périodes de temps sec ayant précédé l'événement relativement similaires (Tableau 17).

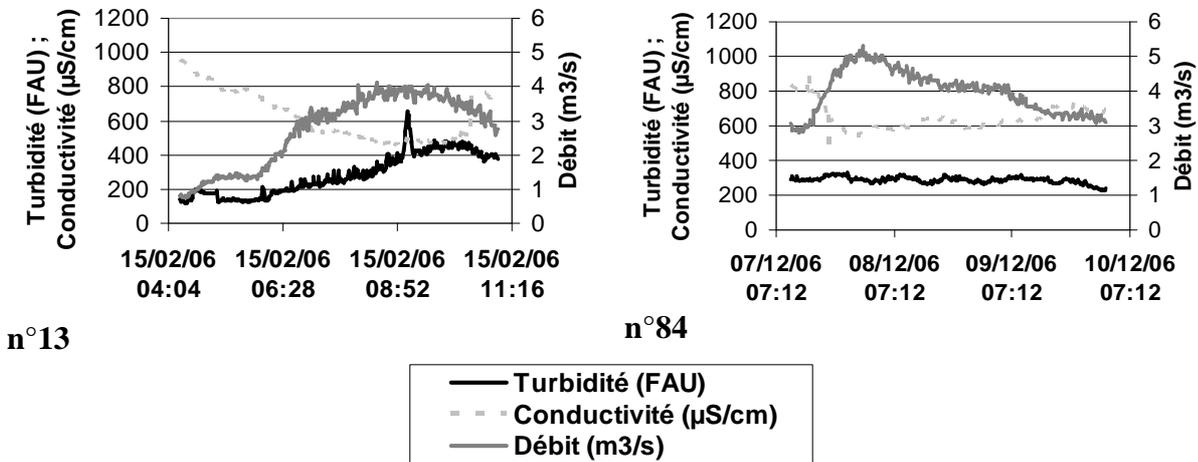


Figure 51 : Exemple de deux réponses de turbidité très différentes pour des paramètres similaires

Le deuxième exemple issu du site des Quais montre deux réponses classées dans le groupe 2 car les niveaux de turbidité atteignent environ 500 FAU pour les deux événements. L'événement 14 présente des pics de turbidité très brefs par rapport à l'échelle de l'événement pluvieux et plutôt situés en tout début et en toute fin d'événement. Le signal de turbidité décroît au moment de la pointe de débit, ce qui traduit un phénomène de dilution. Pour l'événement 82, les signaux de débit et de turbidité sont synchrones avec une remarquable similitude de dynamique. Ce dernier exemple, montre que même au sein du même groupe de classification de réponse, une variabilité importante demeure (Figure 52).

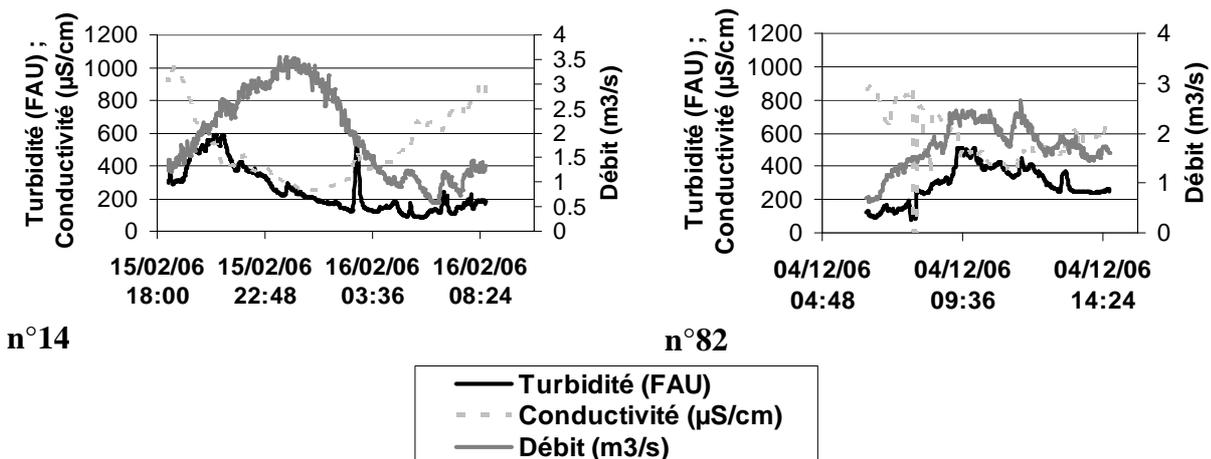


Figure 52 : Exemple de deux réponses appartenant au groupe 2 mais avec des différences d'échelles et de synchronisation par rapport au débit

3. Des concentrations homogènes entre les deux sites

3.1. *Corrélations entre les valeurs de turbidité moyenne des 2 sites*

Alors qu'aucune corrélation débit/turbidité n'a pu être mise en évidence sur les deux sites (chapitre 4, paragraphe 1.2), il existe une corrélation très forte entre les turbidités moyennes des deux sites avec un coefficient de corrélation de 0,8 (Figure 53). Il y a une homogénéité des concentrations moyennes de temps de pluie sur les deux sites pour un même événement pluvieux. La variabilité n'est donc pas un phénomène aléatoire. La pente du graphe de gauche de la Figure 53 est inférieure à 1, ce qui indique que la turbidité du site de Clichy, à l'aval, est souvent inférieure à celle des Quais, à l'amont.

En comparaison, la corrélation entre les débits moyens des deux sites est beaucoup plus faible (Figure 53) alors que les deux sites sont en série. La corrélation entre les débits moyens est diminuée en raison d'apports de débit externes différents sur chacun des deux bassins versants : le bassin versant des Quais reçoit des apports externes par l'intermédiaire d'un siphon, qui, selon les périodes, représente entre 0 et 50 % du débit moyen de temps sec. Dans une moindre mesure, le bassin versant de Clichy reçoit des apports extérieurs. Enfin, le débit des Quais est borné par la présence de déversoirs à l'amont alors que celui de Clichy peut devenir très grand.

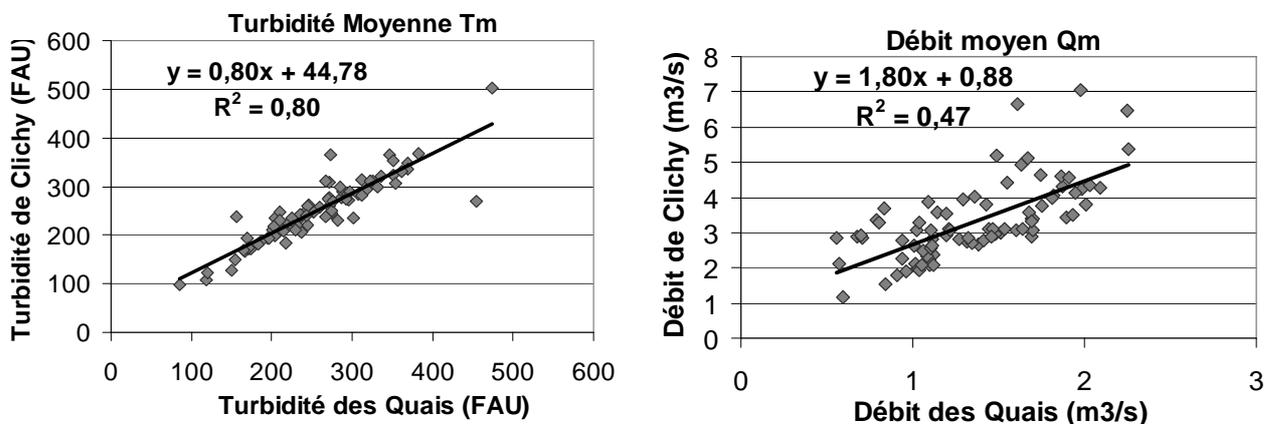


Figure 53 : Relation entre les débits moyens des deux sites et les turbidités moyennes des deux sites pour chacun des événements pluvieux

3.2. *Corrélations entre les valeurs de turbidité maximales des 2 sites*

Le lien entre les deux sites a également été étudié à partir des corrélations entre les turbidités maximales (Figure 54). Les résultats montrent une corrélation moins forte que pour les valeurs moyennes aussi bien pour la turbidité que pour le débit. Pour le débit, la corrélation entre les pointes est faible surtout en raison de quelques événements extrêmes sur le site de Clichy, qui ont été écrêtés par les déversoirs en amont du site des Quais.

Pour la turbidité, la corrélation entre les valeurs maximales est plus faible qu'entre les valeurs moyennes. L'homogénéité entre les deux sites ne concerne donc pas seulement le niveau moyen

de concentration mais également la dynamique de façon plus fine avec des similitudes dans les pointes de turbidité entre Quais et Clichy pour un même événement pluvieux.

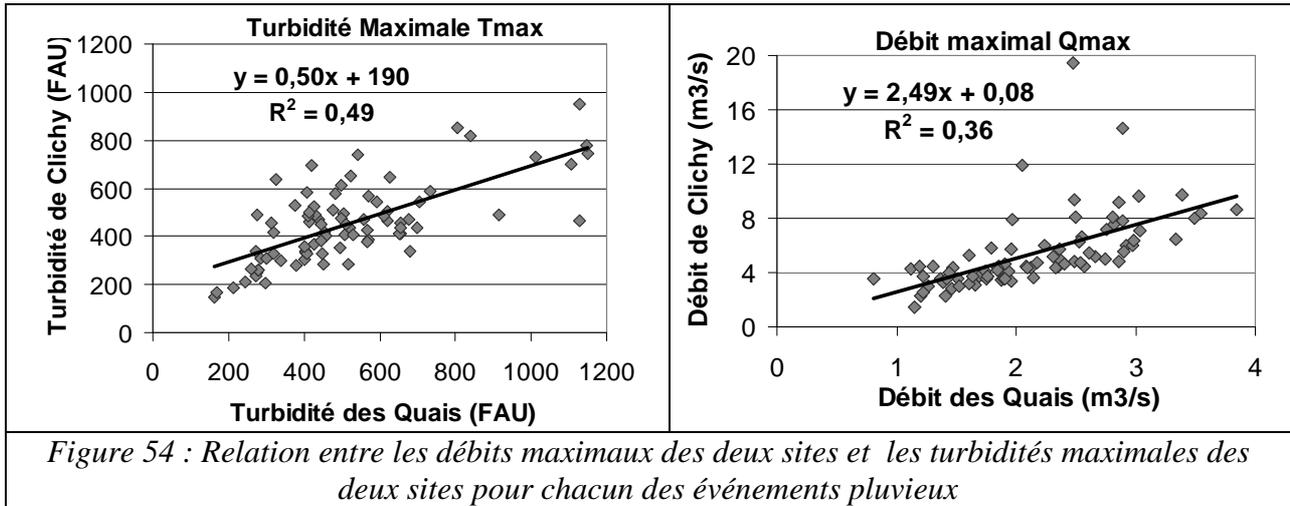


Figure 54 : Relation entre les débits maximaux des deux sites et les turbidités maximales des deux sites pour chacun des événements pluvieux

Les similitudes entre les deux sites constituent un résultat particulièrement intéressant. En effet, si les valeurs de turbidité sont très différentes d'un événement à l'autre sans lien apparent avec les valeurs de débit, les deux sites ont par contre un comportement similaire en termes de concentration pour un même événement pluvieux.

4. Conséquences pour la gestion des flux polluants

A l'aide des mesures en continu de turbidité, les concentrations en polluants de temps de pluie ont été suivies à pas de temps fin pendant une année sur deux sites en série. Ces mesures mettent en évidence la variabilité inter-événementielle des concentrations moyennes et maximales et des pollutogrammes de temps de pluie. Nous avons vérifié que cette variabilité ne s'explique pas par des corrélations simples avec la durée de temps sec ayant précédé l'événement ou la pointe de débit.

Cependant, pour un même événement pluvieux, les réponses de turbidité des sites des Quais et de Clichy sont très proches. Cette variabilité a donc une cohérence intrinsèque qui laisse supposer que la modélisation des phénomènes observés est possible, ce qui n'est pas l'objectif de la thèse.

Les résultats de ce chapitre montrent l'importance de connaître la dynamique de la turbidité pour améliorer la gestion des effluents de temps de pluie. Afin de respecter les contraintes réglementaires ou pour améliorer les connaissances sur le réseau, des évaluations des flux de polluants transitant dans les réseaux d'assainissement sont régulièrement effectuées par les gestionnaires. Dans la majorité des cas, les méthodes utilisées reposent sur l'utilisation d'une valeur moyenne de concentration obtenue à partir de quelques événements (Mourad, 2005; Mourad *et al.*, 2005b). Ce type de méthode génère des incertitudes importantes car les valeurs moyennes ne sont pas représentatives de la variabilité observée à l'échelle d'une année (Mourad, 2005; Mourad *et al.*, 2005b). Dans ce cadre, l'utilisation de mesures en continu de turbidité pourrait conduire à une meilleure évaluation des flux de polluants car ces mesures permettent de suivre les variations de concentration à pas de temps fin. Ce point a été développé en détail dans la partie III.

Par ailleurs, pour des configurations de réseau spécifiques, notamment avec plusieurs branches en parallèle, connaître les concentrations pourrait également potentiellement améliorer la gestion en temps réel des flux en fournissant des informations de qualité plus pertinentes que les seules informations hydrauliques pour opérer des choix dans l'orientation des flux. Ce dernier point est traité dans le chapitre 11 de la partie IV.

Chapitre 5. Variabilité de la distribution de la masse de polluants dans les événements pluvieux

Le chapitre précédent a mis l'accent sur la variabilité des concentrations et de la dynamique globale de turbidité entre les événements pluvieux. La gestion en temps réel dans les réseaux d'assainissement repose surtout sur la gestion de flux et de capacités de stockage. Une partie de la stratégie de gestion consiste à définir le moment et la quantité d'effluent à stocker ou à diriger vers une structure précise. En général, les stratégies s'appuient sur la gestion des volumes et donc sur le contrôle des débits. Il est toutefois intéressant d'étudier plus précisément la masse de polluants et pas seulement son volume. En effet, la masse de polluants apportée par un événement pluvieux donné peut se distribuer de façon très différente au cours de l'événement pluvieux. Le phénomène de premier flux, « first flush », suppose ainsi que la plus grande partie de la masse de l'événement est distribuée dans les premières fractions de volume. Cette hypothèse a été remise en cause par de nombreux auteurs (Bertrand-Krajewski *et al.*, 1998; Deletic & Maksimovic, 1998; Kafi-Benyahia *et al.*, 2006). Il semble au contraire que la distribution de la masse de polluants au cours des événements pluvieux puisse être très différente selon les événements pluvieux. Tenir compte de cette variabilité permettrait d'optimiser l'orientation des flux vers la structure la plus adaptée (bassin de décantation, STEP etc.) ou vers le milieu naturel en fonction de la qualité de l'effluent (Lacour *et al.*, 2009a; Lacour *et al.*, 2009c).

En assimilant la turbidité à une concentration en MES, le suivi à pas de temps fin de la turbidité permet de disposer de la distribution de la masse de polluants pour les 88 événements des Quais et les 83 de Clichy. Cette distribution de la masse de polluants a été abordée au moyen de courbes masse/volume, $M(V)$, qui permettent l'analyse adimensionnelle des rapports de masses cumulées en fonction des rapports de volumes cumulés. Ces courbes constituent une représentation synthétique de la dynamique de distribution de la masse au cours de l'événement pluvieux quelle que soit sa durée. Il est alors possible de comparer les événements entre eux, ce que ne permet pas une représentation directe de la masse en fonction du volume.

Une typologie des courbes $M(V)$ est définie en fonction de la stratégie de gestion en temps réel associée. Leur variabilité est analysée à partir de cette typologie. Par ailleurs, ce chapitre permet de mettre en évidence l'homogénéité des comportements des deux sites en termes de distribution de masse. Enfin, la dernière partie de ce chapitre offre un éclairage particulier sur le gain potentiel apporté par la turbidité pour la gestion en temps réel des flux, en comparant les courbes $M(V)$ réelles à des courbes optimisées.

1. Interprétation de la diversité des formes des courbes M(V) pour la gestion en temps réel

1.1. Connaissance précise et détaillée de la forme des courbes M(V)

1.1.1. Qu'est-ce qu'une courbe M(V) ?

Une courbe M(V) représente la masse cumulative des polluants divisée par la masse totale générée par l'événement en fonction du volume cumulé divisé par le volume total de l'événement (Figure 55). Par conséquent, si un événement est divisé en n pas de temps indicés i , la valeur d'abscisse au pas de temps t se calcule selon l'équation ci-dessous en faisant la somme de tous les volumes précédant le pas de temps t ramené au volume total :

$$V_t = \frac{\sum_{i=0}^{t-1} V_{t-i}}{\sum_{i=1}^n V_i}$$

Il en est de même pour l'axe des ordonnées mais la somme porte cette fois sur la masse, c'est-à-dire sur le produit du volume par la concentration :

$$M_t = \frac{\sum_{i=0}^{t-1} M_{t-i}}{\sum_{i=1}^n M_i} = \frac{\sum_{i=0}^{t-1} V_{t-i} \cdot C_{t-i}}{\sum_{i=1}^n V_i \cdot C_i}$$

Dans notre cas, les volumes sont obtenus à partir des mesures en continu de débit. Les masses sont obtenues en multipliant le débit par la turbidité. En effet, la turbidité est utilisée comme indicateur direct de concentration en MES et les courbes M(V) représentent des masses de turbidité.

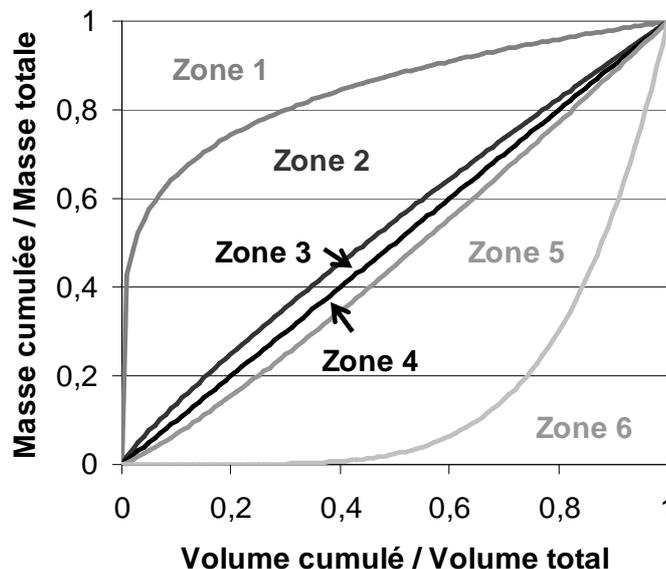


Figure 55 : Principe de construction d'une courbe M(V)

La Figure 55 montre 2 exemples théoriques d'événements pluvieux :

- L'exemple de la courbe gris foncé indique que 76 % de la masse totale apportée par l'événement est contenue dans la première moitié du volume,
- L'exemple de la courbe gris clair indique que 13 % de la masse totale apportée par l'événement est contenue dans la première moitié du volume.

1.1.2. Apport de la mesure de turbidité pour la construction des courbes M(V)

Les mesures en continu de turbidité permettent de disposer de nombreux événements pluvieux au cours d'une année mais également de construire les courbes M(V) avec une grande précision. En effet, les méthodes classiques d'établissement des courbes M(V) reposent sur des prélèvements de MES. Les échantillonneurs ne contiennent en général que 24 flacons (Bertrand-Krajewski, 2004). Par conséquent, dans le meilleur des cas, seuls 24 points sont disponibles, ce qui ne suffit pas forcément pour caractériser en détail la variabilité de la distribution de la masse de polluants au cours de l'événement. La mesure de turbidité à pas de temps fin permet au contraire de construire des courbes détaillées, 566 points en moyenne pour les événements pluvieux des sites des Quais et de Clichy. Lorsque la dynamique de distribution de la masse ne subit pas de changement de concavité majeur, la stratégie d'échantillonnage n'a pas d'effet trop important. En revanche, dès que des changements significatifs de turbidité sont mis en évidence ou bien lorsque l'événement pluvieux est très long, l'utilisation de mesures en continu pour construire les courbes M(V) permet une meilleure justesse des courbes.

Différentes stratégies d'échantillonnage ont été testées à partir des courbes M(V) (Figure 56). Pour cela, les courbes M(V) ont été reconstruites avec moins de points selon des simulations de stratégies de prélèvements.

Une première série de stratégies d'échantillonnages reproduit des prélèvements proportionnels au débit, c'est-à-dire à pas de volume fixe. L'avantage de cette stratégie est qu'elle reproduit bien la dynamique même si peu d'échantillons sont prélevés. Dans le cas de l'événement n°5 du site de Clichy (haut de la Figure 56) une différence est visible seulement si moins de 4 prélèvements sont effectués. Pour l'événement n°11 du site des Quais (bas de la Figure 56), une différence assez nette apparaît dès 8 points, et pour 4 points, le changement de concavité est supprimé.

Dans le cas des stratégies à pas de temps fixe, les formes des courbes sont très modifiées car selon la durée de l'événement, le prélèvement peut s'arrêter avant la fin de l'événement pluvieux, ce qui fausse complètement l'allure de la courbe M(V) comme pour l'événement n°5 du site de Clichy. L'utilisation de mesures en continu à pas de temps fin permet donc de s'affranchir des problèmes d'échantillonnages et de disposer de nombreux points pour décrire finement les courbes M(V).

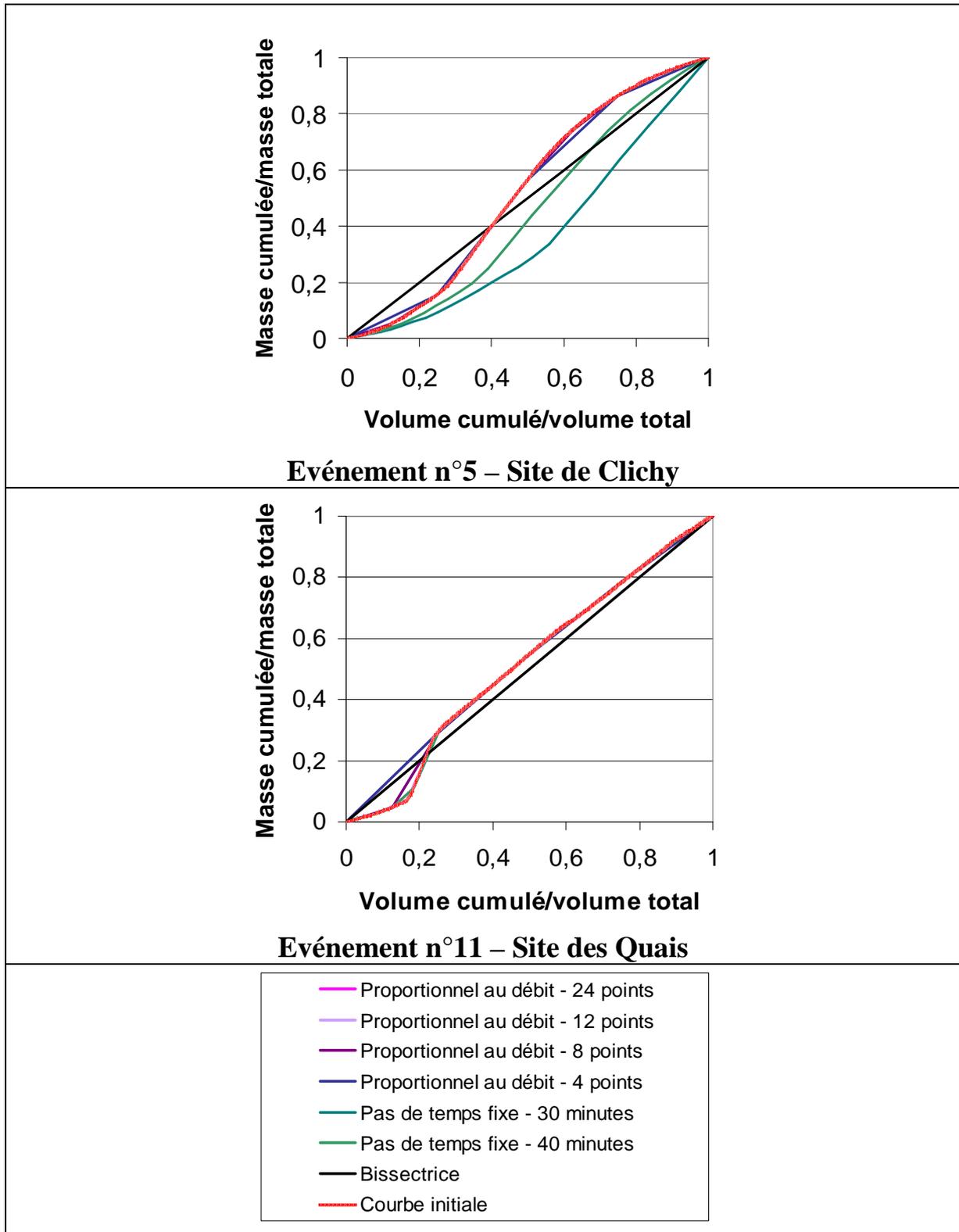


Figure 56 : Tests de stratégies d'échantillonnage : conséquences sur l'allure des courbes M(V)

1.1.3. Illustration de la diversité des courbes obtenues

L'établissement de courbes M(V) pour tous les événements pluvieux des deux sites fait état d'une grande variabilité dans la forme des courbes obtenues. La Figure 57 montre diverses formes de courbes M(V) obtenues pour le seul mois de février 2006 sur le site de Clichy. La variabilité se manifeste par des positions et des distances très différentes par rapport à la bissectrice et par des changements de concavité marqués. Cette diversité de courbes M(V) a déjà

été observée dans d'autres études. Dans une étude portant sur les eaux de ruissellement de deux bassins expérimentaux en Suède et en Serbie, un fuseau très large de courbes $M(V)$ avec des changements de position par rapport à la bissectrice a été obtenu à partir de mesures en continu de turbidité (Deletic & Maksimovic, 1998). De même, des courbes $M(V)$ construites à partir de mesures UV en continu à Bochum en Allemagne (Grüning & Orth, 2002) et à Linz en Autriche (Hochedlinger *et al.*, 2006) ont révélé une alternance de position par rapport à la bissectrice et des changements de concavité.

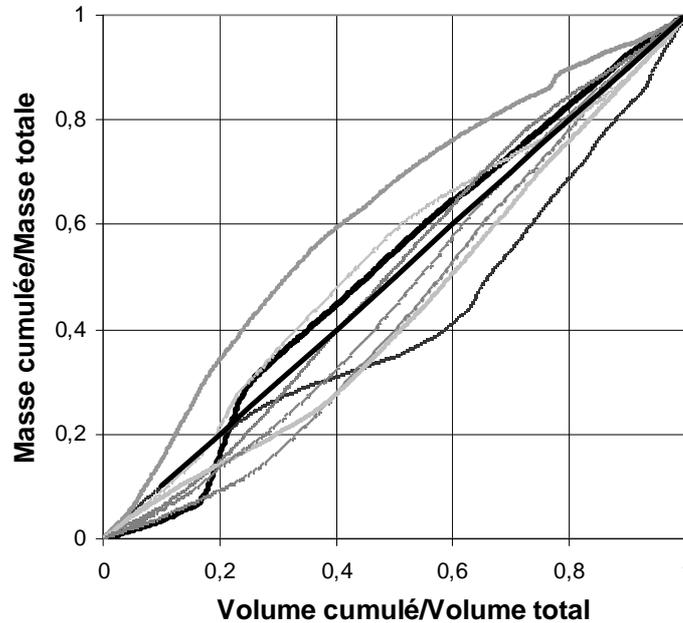


Figure 57 : Courbes $M(V)$ relatives aux 8 événements pluvieux du mois de février 2006 pour le site de Clichy

1.2. Intérêt de l'utilisation des courbes $M(V)$ pour la gestion en temps réel

1.2.1. Exploitation de la distribution de la masse

Les courbes $M(V)$ ne permettent pas de faire de prévisions sur la distribution de la masse dans un événement pluvieux puisqu'elles ne peuvent être établies qu'après l'événement pluvieux. Néanmoins, ces courbes constituent un outil particulièrement intéressant pour évaluer l'intérêt potentiel de la turbidité pour la gestion en temps réel.

La connaissance de la distribution de la masse à travers les courbes $M(V)$ établies avec les mesures de turbidité permet de définir *a posteriori* des stratégies de gestion et de montrer l'intérêt du suivi de la turbidité. En effet, dans le cas d'une gestion en temps réel s'appuyant sur le stockage des effluents dans des ouvrages, les courbes $M(V)$ permettent de comparer, pour la même fraction de volume stockée, la fraction de masse stockée. Cette fraction dépend de la position et de la distance de la courbe par rapport à la bissectrice mais surtout de sa concavité. Si une courbe $M(V)$ reste parfaitement concave et assez nettement au-dessus de la bissectrice, le stockage des premières fractions de volume permet d'intercepter une grande partie de la masse de polluants. Autrement dit, une gestion en temps réel fondée sur la qualité n'apporte rien par rapport à une simple gestion temporelle puisque la meilleure stratégie consiste à stocker l'événement pluvieux depuis son commencement. De même, si les courbes $M(V)$ sont quasi rectilignes, c'est-à-dire très proche de la bissectrice, une stratégie temporelle de stockage de

l'événement depuis le début suffit pour gérer l'événement pluvieux puisque la distribution de la masse correspond alors à la distribution du volume.

La turbidité présente un intérêt pour la gestion en temps réel lorsque les courbes sont convexes et assez nettement sous la bissectrice – la majorité de la masse de polluants a alors plutôt tendance à être apportée en fin d'événement – ou bien lorsque des changements importants de concavité sont observés sur les courbes. Ces changements de concavité interviennent aussi bien dans des alternances de position autour de la bissectrice que sur une courbe restant toujours au-dessus ou au-dessous de la bissectrice. La distribution de la masse de polluants associée à ces courbes est alors très variable au cours de l'événement lui-même et d'un événement à l'autre de sorte que la stratégie classique d'interception de l'effluent depuis le début n'est pas optimale.

Pour ces distributions variables, la meilleure stratégie serait de connaître la fraction de l'événement la plus polluée pour optimiser le stockage. Une telle connaissance n'est rendue possible que par le suivi en continu de la qualité, c'est-à-dire dans le cas de la pollution particulière, par le suivi en continu de la turbidité.

1.2.2. Typologie des courbes M(V)

Les différentes stratégies de gestion possibles ont abouti à la classification des courbes M(V) selon trois groupes d'intérêt pour la gestion en temps réel :

- Le groupe A contient les courbes restant **parfaitement concaves** et largement au-dessus de la bissectrice ; la limite inférieure est une courbe enveloppe d'équation $Y=F(X)=X^{0,862}$ où Y est la fraction de MES rapportée à la masse totale et X la fraction de volume rapporté au volume total. Cette courbe enveloppe a été fixée à partir d'une classification de courbes M(V) antérieure (Bertrand-Krajewski et al., 1998). La dynamique de turbidité est en avance sur celle du débit avec des phénomènes de type premier flux et la meilleure stratégie de gestion consiste à stocker le volume de l'événement depuis le début,
- Le groupe B contient les courbes proches de la bissectrice, c'est-à-dire dans un fuseau délimité par les courbes d'équation $Y= X^{0,862}$ et $Y= X^{1,159}$ (Bertrand-Krajewski et al., 1998). La dynamique de la turbidité est très proche de celle du débit de sorte que la turbidité n'apporte pas d'information supplémentaire en termes de gestion. Ce groupe se distingue néanmoins du groupe A car le moment de l'interception n'a pas d'importance puisque les dynamiques de masse et de volume sont équivalentes.
- Le groupe C contient les courbes largement sous la bissectrice ou présentant des changements de concavité. La stratégie optimale de gestion ne peut pas être déterminée à l'avance. La connaissance en temps réel de la dynamique de turbidité peut potentiellement améliorer la gestion en donnant des informations sur la meilleure orientation des flux en fonction du niveau de turbidité. La définition de la stratégie peut se révéler très complexe et nécessiter des prévisions sur le signal de turbidité. Ce qui nous intéresse ici est de caractériser **un intérêt potentiel**, même si la stratégie à associer n'est pas clairement définie dans l'état actuel des connaissances.

1.3. Répartition des courbes M(V) dans les groupes de gestion

1.3.1. Prédominance du groupe C

La répartition des courbes M(V) dans les 3 groupes de la typologie est donnée par le Tableau 18 et sur la Figure 58. Le groupe C, intéressant pour la gestion en temps réel, comprend plus de la

moitié des événements pluvieux. Le phénomène de premier flux ne concerne que 20 à 28 % des événements pluvieux. Cette absence de premier flux est également notée dans des études ayant utilisées des mesures en continu pour tracer des courbes M(V) (Deletic & Maksimovic, 1998; Hochedlinger *et al.*, 2006). 20 à 28 % des événements pluvieux se traduisent par des courbes relativement proches de la bissectrice, ce qui est cohérent avec des résultats établis sur les bassins versants de la zone d'étude OPUR 2 lors de recherches portant sur les mécanismes de transfert des polluants (Kafi-Benyahia *et al.*, 2006).

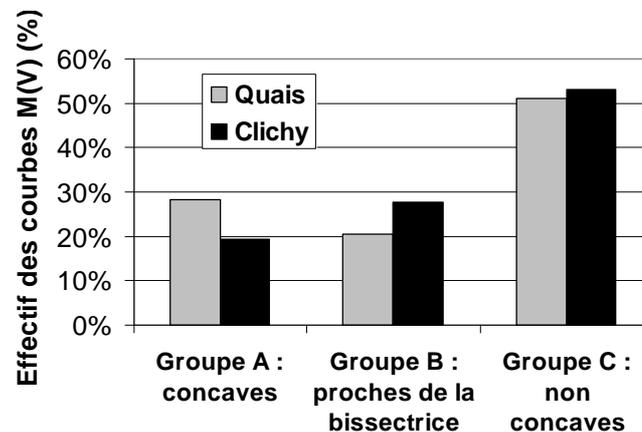


Figure 58 : Distribution des courbes M(V) dans les groupes relatifs aux stratégies de gestion

Le Tableau 18, qui concerne les deux sites, montre que la distribution est insensible au volume et à l'intensité de l'événement. Pour les 24 événements les plus importants (12 sur chaque site) en volume total par hectare imperméabilisé, V_{spe} , ou pour les 24 événements avec la pointe de débit, Q_{max} , la plus importante, l'effectif du groupe C reste de l'ordre de 50 % (Lacour *et al.*, 2009a; Lacour *et al.*, 2009c).

Tableau 18 : Distribution des courbes M(V) dans les 3 groupes selon l'échantillon considéré

Répartition (%)	Groupe A	Groupe B	Groupe C
Tous les événements	24	24	53
24 événements avec le plus grand V_{spe}	21	29	50
24 événements avec le plus grand Q_{max}	25	29	46

Une majorité d'événements se caractérise donc par une distribution de masse complexe et variable au cours de l'événement de sorte que la connaissance en temps réel de la turbidité, couplée à une prévision dans le temps, peut être un outil d'amélioration de la gestion des flux de polluants.

1.3.2. Homogénéité des comportements des deux sites

La similitude de comportement entre les deux sites apparaît dans l'homogénéité des distributions de masse entre les deux sites. Le Tableau 19 donne la classification croisée dans les 3 groupes pour les 82 événements communs aux deux sites. Les pourcentages les plus élevés se situent sur la diagonale pour laquelle la classification des événements a lieu dans le même groupe. Ceci est particulièrement vrai pour le groupe B et le groupe C. Le Tableau 19 confirme donc la cohérence de comportement entre les deux sites en termes de distribution de masse, ce qui sous-entend des possibilités d'explication à la variabilité observée.

Tableau 19 : Appartenance croisée aux 3 groupes A, B et C pour les événements communs aux deux sites

		Quais		
		A	B	C
Clichy	A	11,0%	0,0%	8,5%
	B	1,2%	14,6%	11,0%
	C	13,4%	7,3%	32,9%

2. Absence de lien entre classification des courbes M(V) et paramètres descriptifs des événements

2.1. Recherche de corrélations simples

2.1.1. Intérêt d'un outil de prédiction

Comme dans le cas de l'étude des pollutogrammes en turbidité (et donc en concentration) de temps de pluie au chapitre 4, la typologie des courbes M(V) a été analysée en relation avec certains paramètres descriptifs des événements. Il ne s'agit pas de définir un modèle qui permettrait de prévoir la répartition de la masse dans un événement pluvieux mais de déterminer si des corrélations ne permettent pas de relier certains paramètres hydrauliques ou de concentration à l'appartenance à un groupe donné.

Les travaux ont porté sur la recherche de corrélations pour expliquer l'appartenance au groupe A ou au groupe B, qui ne nécessitent qu'une gestion temporelle. Dans le cas des groupes A et B, savoir à l'avance que l'événement pluvieux va se caractériser par l'une ou l'autre de ces courbes pourrait être un atout de gestion. En effet, pour 50 % des événements, on saurait alors que l'on doit de préférence stocker l'événement depuis le début. Pour les 50 % restant (courbes appartenant au groupe C), la connaissance en continu de la turbidité reste nécessaire puisque ce groupe correspond à une variabilité intra-événementielle importante de la masse de polluants. L'objectif de ce travail est donc de relier des paramètres descriptifs des événements pluvieux à la classification des courbes M(V) dans les 3 groupes sur le même principe que le travail effectué pour les pollutogrammes de temps de pluie (chapitre 4, paragraphe 2.2).

2.1.2. Analyse en composantes principales

Beaucoup d'études ont tenté d'établir ce type de liens sans grand succès. Des paramètres tels que la durée de l'événement, la durée de temps sec le précédant ou encore son intensité maximale n'ont pas permis d'expliquer la forme des courbes M(V) issues d'une étude sur différents sites parisiens (Bertrand-Krajewski *et al.*, 1998). Dans une autre étude, une corrélation entre l'intensité de la pluie et la charge polluante des eaux de ruissellement et une corrélation entre le débit ruisselé et la charge polluante ont été établies sans aucun lien avec la durée de temps sec ayant précédé l'événement, laissant supposer la présence d'un stock permanent de particules sur les surfaces de ruissellement (Deletic & Maksimovic, 1998). En revanche, l'impact de la durée de temps sec est visible sur les courbes M(V) établies pour le cas de Linz en termes de dilution avec une prépondérance de ce phénomène lorsque les événements pluvieux sont rapprochés (Hochedlinger *et al.*, 2006). Toutefois, ces liens restent minces et permettent difficilement de faire des prévisions sur la forme des courbes M(V). L'intérêt des mesures en continu de qualité

pour la gestion en temps réel des flux n'est donc pas remis en cause (Hochedlinger *et al.*, 2006). La position de la courbe au-dessus ou en-dessous de la bissectrice est liée à la période de temps sec dans une étude portant sur le réseau de Bochum en Allemagne (Grüning & Orth, 2002). Sur le même principe, nous avons fondé notre analyse sur une série de corrélations entre forme de la courbe et paramètres des événements pluvieux.

Comme pour l'étude des pollutogrammes en turbidité, l'étude des corrélations s'est appuyée sur les paramètres V_{spe} , ΔTS , Q_m , Q_{max} , T_m et T_{max} (cf. annexe C et conclusion de la partie I). Ces paramètres ont été utilisés dans une analyse en composantes principales (ACP) afin de voir si l'appartenance à un groupe donné pouvait s'expliquer par les valeurs de turbidité (T_m et T_{max}), de débit (Q_m et Q_{max}), de durée de temps sec antérieure à l'événement (ΔTS) ou de volume total par hectare imperméabilisé (V_{spe}). Pour cette ACP, les résultats des deux sites ont également été considérés comme un seul ensemble.

2.2. Absence de lien entre les courbes $M(V)$ et les paramètres choisis

2.2.1. Des corrélations très faibles

Le cercle des corrélations du plan principal 1-2 met en évidence l'orthogonalité entre les paramètres de débit et de turbidité, ce qui implique des corrélations très faibles (Figure 59). La période de temps sec ayant précédé l'événement, ΔTS , correspond au même axe que les paramètres de turbidité mais les corrélations ne sont pas très importantes (0,45 entre ΔTS et T_m et 0,35 entre ΔTS et T_{max}). Les corrélations entre les variables sont donc très faibles, sauf pour Q_m et Q_{max} (coefficient de 0,91), qui représentent le même phénomène (Lacour *et al.*, 2009a; Lacour *et al.*, 2009c).

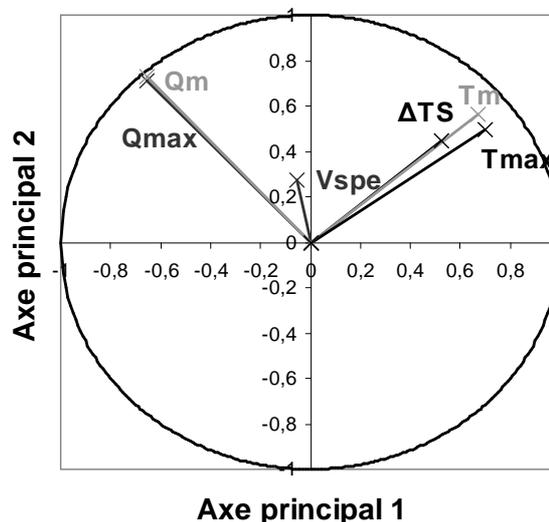


Figure 59 : Cercle des corrélations pour l'ACP relative à la distribution des courbes $M(V)$ dans les 3 groupes relatifs à une gestion spécifique

2.2.2. Une absence de structuration des données

La projection des données dans les deux premiers plans principaux montre une absence totale de structure. Les barycentres relatifs à chaque groupe sont tous proches de l'origine et la répartition dans les 3 groupes n'est pas expliquée par les paramètres choisis (Figure 60). Il n'est pas possible de prédire l'appartenance à un groupe donné.

Contrairement à d'autres études, il n'y a pas de lien entre le pic de turbidité et la durée de temps sec (Hochedlinger *et al.*, 2006) ou l'intensité de l'événement (Deletic & Maksimovic, 1998). La forme des courbes $M(V)$ ne peut pas être simplement anticipée et déduite de paramètres de l'événement pluvieux (Lacour *et al.*, 2009a; Lacour *et al.*, 2009c), y compris pour les événements pluvieux se caractérisant par une gestion temporelle simple. De fait, le suivi de la turbidité en continu et en temps réel pourrait améliorer la gestion car il informe sur la qualité au cours de l'événement.

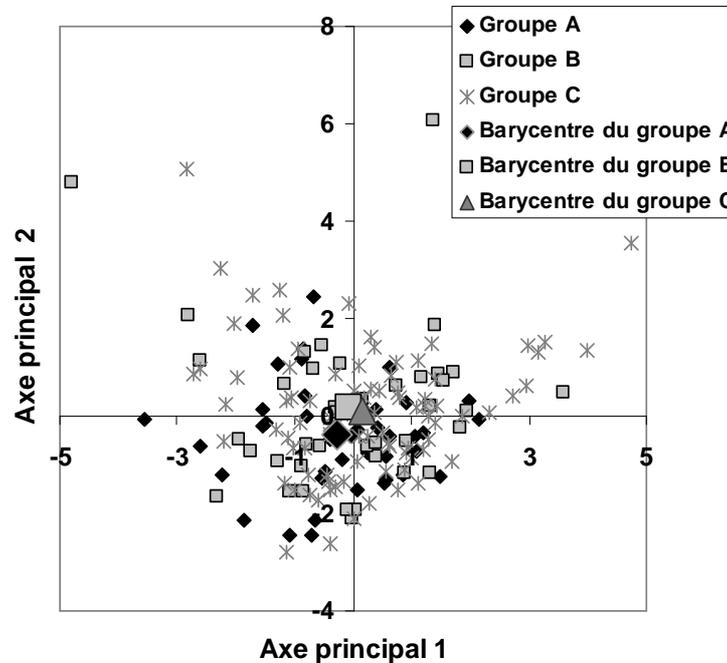


Figure 60 : Projection des données dans le plan principal 1-2 pour l'ACP relative à la distribution des courbes $M(V)$ dans les 3 groupes relatifs à une gestion spécifique

3. Homogénéité des distributions de masse entre les deux sites

3.1. Cohérence des courbes $M(V)$

L'analyse des données de turbidité à pas de temps fin a révélé une grande variabilité inter-événementielle de la concentration (cf. chapitre 4) et de la distribution de masse de polluants. Toutefois, même si cette variabilité n'est pas très bien décrite par les modèles actuels (Kanso *et al.*, 2005) ni expliquée par des corrélations simples (chapitre 4, paragraphe 2.2 et chapitre 5, paragraphe 2), elle n'est pas aléatoire comme le montre l'homogénéité des comportements entre les deux sites. L'homogénéité des concentrations moyennes a déjà été montrée dans le chapitre 4. Cette homogénéité concerne également des distributions de masse comme le prouvent les similitudes de classification dans les 3 groupes entre les deux sites (chapitre 5, paragraphe 1.3.2). Afin de caractériser plus finement cette homogénéité de comportement, les écarts absolus entre les courbes $M(V)$ des 82 événements communs aux deux sites ont été calculés et le maximum des écarts a été retenu comme indicateur de différences entre les courbes.

3.2. Des écarts maximaux faibles

La Figure 61 donne les valeurs des écarts maximaux de masses cumulées entre les courbes pour tous les événements pluvieux communs. Le trait pointillé sur la figure représente la valeur médiane de tous les maxima des écarts. La Figure 61 met en évidence quelques écarts importants avec un maximum de près de 21 % mais les écarts demeurent globalement faibles avec une médiane des écarts maximaux de l'ordre de 5 %.

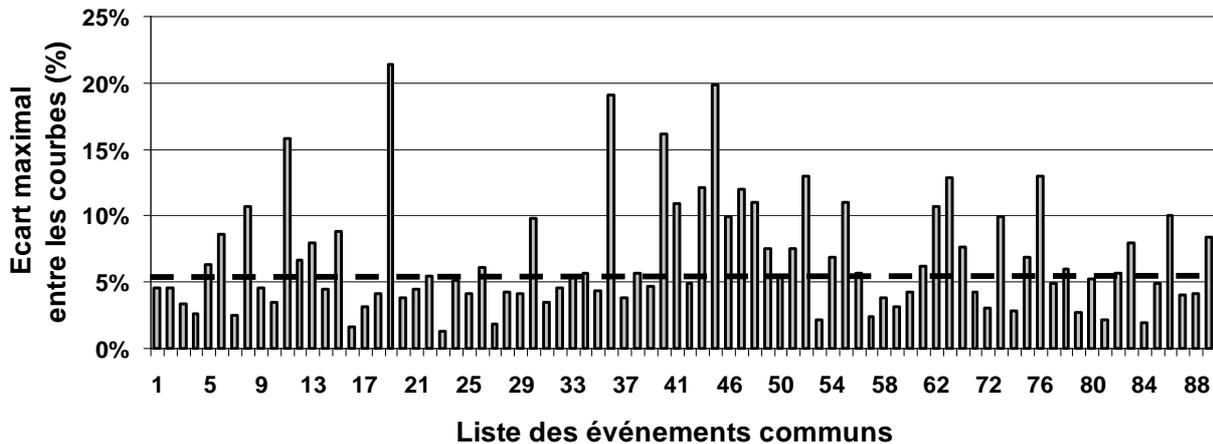


Figure 61 : Maximum des valeurs absolues des écarts entre les courbes $M(V)$ des événements communs aux deux sites

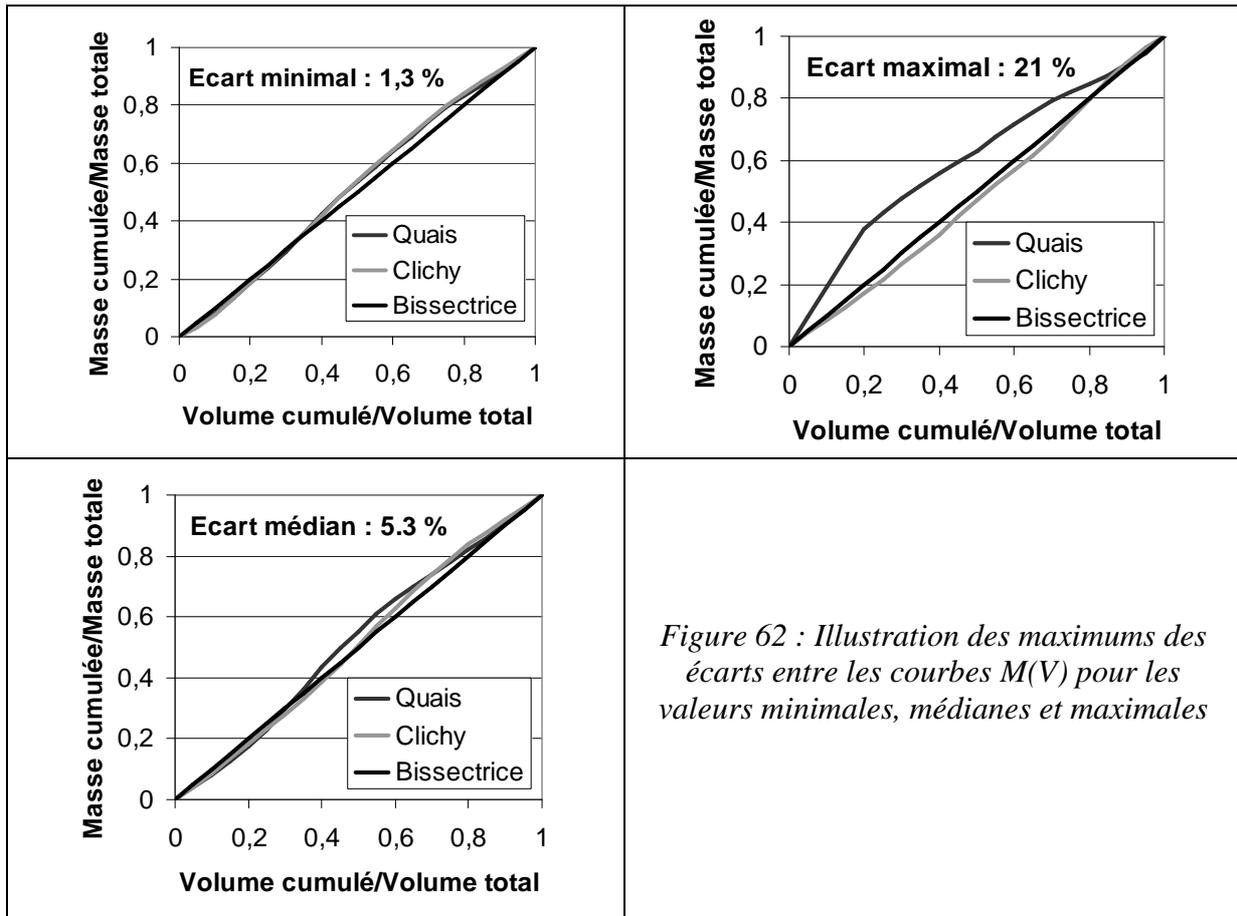
Le Tableau 20 donne les principales valeurs statistiques des écarts maximaux. Même pour le 2^{ème} quartile, les écarts entre les courbes $M(V)$ relatives au même événement sont donc faibles et ne représentent un décalage de masse que de 8,5 %.

Tableau 20 : Valeurs statistiques des écarts maximaux entre les courbes $M(V)$ des sites des Quais et de Clichy pour les 82 événements communs

	Ecart maximum entre les courbes $M(V)$ (%)
Minimum	1,3
1 ^{er} quartile	4,1
Médiane	5,3
2 ^{ème} quartile	8,5
Maximum	21

La Figure 62 donne les courbes $M(V)$ des deux sites pour les événements pluvieux relatifs au minimum et au maximum des écarts ainsi qu'à l'écart médian.

L'ensemble de ces résultats confirme la forte similitude entre les courbes $M(V)$ relatives aux mêmes événements pluvieux et déjà observée à l'échelle de l'ensemble des bassins versants de la zone d'étude d'OPUR 2 (Kafi-Benyahia *et al.*, 2006).



4. Evaluation du potentiel de la sélection des fractions les plus polluées

4.1. Optimisation des courbes $M(V)$

L'établissement des courbes $M(V)$ a mis en évidence une grande variabilité dans la forme de ces courbes selon l'événement pluvieux considéré, sans relation simple entre la forme de la courbe et des paramètres hydrauliques ou de concentration. Le suivi en continu à pas de temps fin de la turbidité apparaît donc comme un atout potentiel dans la gestion des flux. Nous proposons ici de donner des éléments chiffrés théoriques sur ce gain potentiel. En supposant que l'on connaisse à l'avance le découpage et le déroulement de l'événement en termes de débit et de turbidité, on peut imaginer un système parfait permettant la capture des fractions de l'événement les plus polluées, c'est-à-dire celles pour lesquelles on a le plus de masse dans le plus petit volume. Autrement dit, pour chaque événement, il faut intercepter les rapports masse/volume les plus grands.

L'idée est donc de recréer un événement fictif à partir de l'événement réel en reclassant tous les rapports masse/volume de l'événement par ordre décroissant. Ensuite, une courbe $M(V)$ pourra être construite à partir des rapports classés. La courbe ainsi construite sera parfaitement concave. C'est cette courbe qui va être appelée « **courbe optimisée** » dans la suite de ce paragraphe, l'idée étant de la comparer à la courbe réelle.

La classification a montré qu'un important pourcentage de courbes $M(V)$ appartenait au groupe C. Pour ce groupe, la stratégie temporelle simple d'interception des événements pluvieux depuis

le début n'est pas optimale. L'idéal serait au contraire de pouvoir sélectionner toutes les fractions les plus polluées, ce qui revient en fait à intercepter depuis le début les événements fictifs reconstruits en classant les rapports masse/volume par ordre décroissant.

4.2. Différences entre courbes réelles et courbes optimisées

4.2.1. Définition des indices de comparaison

Afin de définir un gain théorique événement par événement, des indices de comparaison de la courbe réelle et de la courbe optimisée ont été définis. La méthodologie explicitée dans le paragraphe précédent nous permet de disposer pour chaque événement pluvieux d'une courbe $M(V)$ réelle et d'une courbe $M(V)$ optimisée selon le classement des rapports masse/volume. De la même façon que les courbes $M(V)$ des deux sites, relatives au même événement, ont été comparées en calculant le maximum des écarts absolus entre les courbes, les écarts absolus entre courbe réelle et courbe optimisée ont été calculés pour les deux sites. Ensuite, pour chacun des événements pluvieux et pour les deux sites, les maximums des écarts entre courbe réelle et courbe optimisée ont été relevés ainsi que l'indice du maximum de ces écarts. Plus le maximum des écarts entre les courbes sera grand et plus l'événement aura un potentiel de gain important. De plus, il est également intéressant de relever l'indice du maximum car cet indice renseigne sur le volume à intercepter pour être dans la zone où il y a le plus à gagner. Ce travail est illustré par la Figure 63.

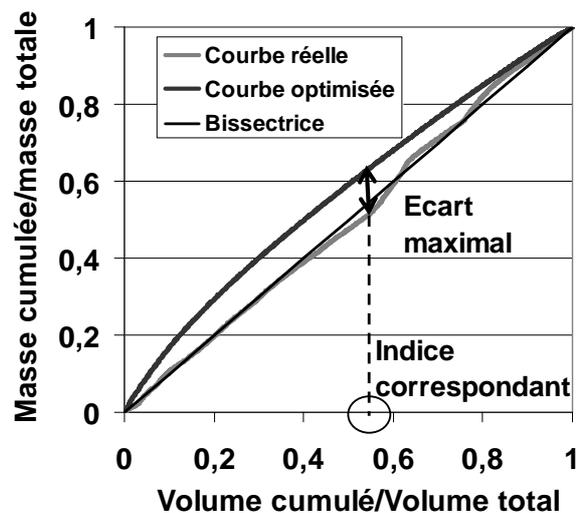


Figure 63 : Indices des différences entre courbe $M(V)$ réelle et courbe $M(V)$ optimisée

4.2.2. Variation des zones d'écarts maximaux

L'indice pour lequel est obtenu le maximum des écarts permet d'isoler la zone la plus importante pour l'optimisation. Or, ces indices de maximums d'écarts se révèlent très différents selon l'événement et indépendants de la valeur de l'écart (Figure 64). D'un événement à l'autre, la fraction de volume à intercepter pour se situer dans la zone la plus favorable à l'optimisation pourra donc être assez différente.

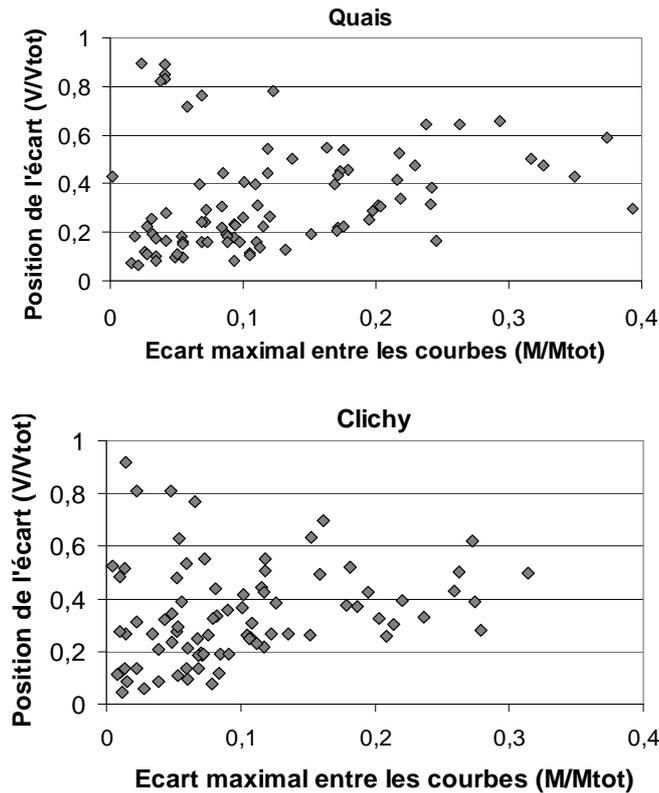


Figure 64 : Relation entre le maximum des écarts entre courbe $M(V)$ réelle et courbe $M(V)$ optimisée et la position du maximum pour tous les événements et pour les deux sites

4.2.3. Gain théorique maximal

Le Tableau 21 montre des écarts plus importants entre les courbes réelles et optimisées qu'entre les courbes $M(V)$ des deux sites relatives à un même événement.

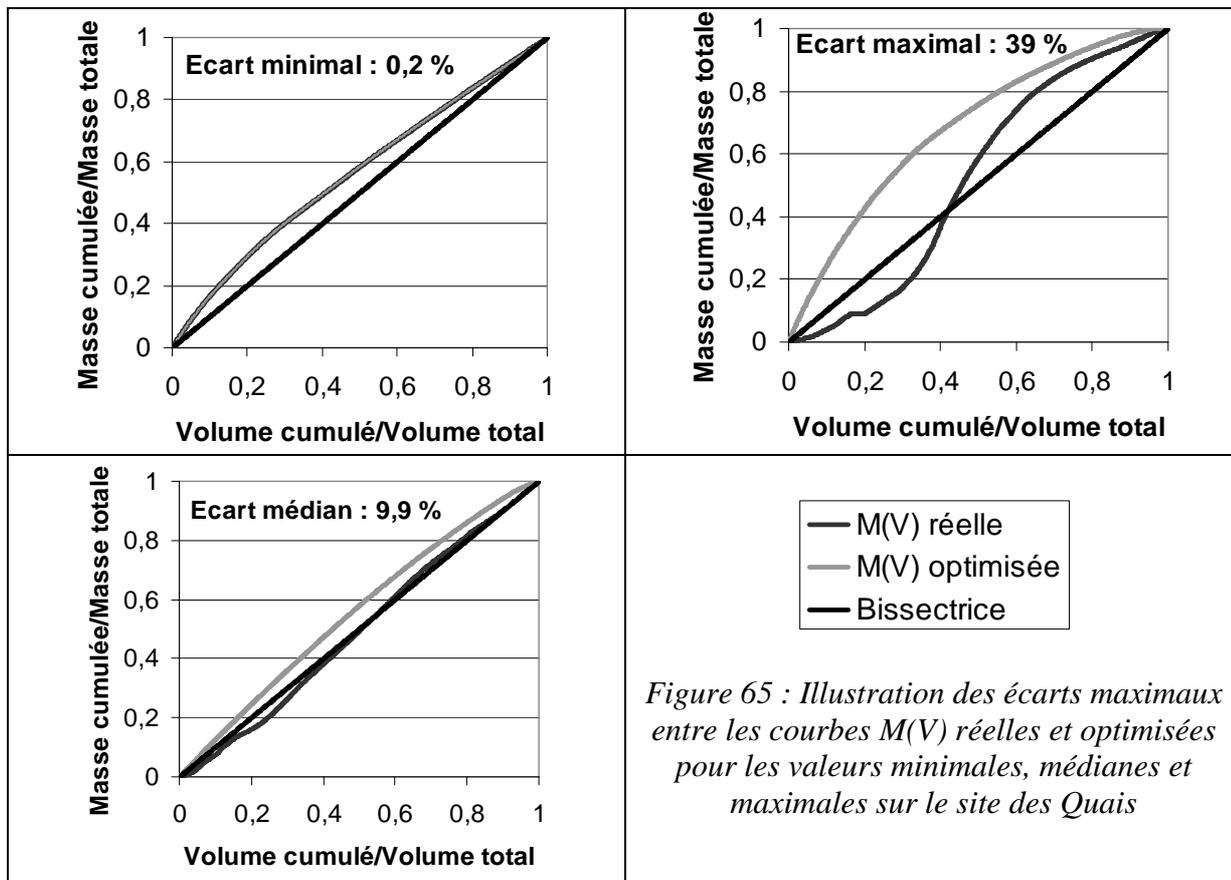
Pour 25 % des événements (2^{ème} quartile), le gain potentiel peut être de plus de 12 % de masse pour le site des Quais et de plus de plus de 17 % pour le site de Clichy lorsque l'on intercepte la fraction de masse la plus polluée. Evidemment, pour les événements initialement représentés par des courbes concaves (groupe A), le gain est très faible.

L'écart maximum médian est de presque 8 % pour le site de Clichy et de 10 % pour le site des Quais.

Tableau 21 : Valeurs statistiques des maximums des écarts entre les courbes $M(V)$ réelles et optimisées et indice de la position du maximum pour les deux sites

	Ecart maximal entre la courbe $M(V)$ réelle et la courbe optimisée		Position du maximum des écarts correspondant	
	Quais	Clichy	Quais	Clichy
Minimum	0,002	0,005	0,428	0,526
1 ^{er} quartile	0,054	0,049	0,184	0,346
Médiane	0,099	0,079	0,258	0,077
2 ^{ème} quartile	0,173	0,125	0,452	0,266
Maximum	0,393	0,314	0,299	0,499

Afin d'illustrer les valeurs du Tableau 21, la Figure 65 donne les courbes M(V) réelles et optimisées pour les événements pluvieux relatifs au minimum et au maximum de l'indice de maximum des écarts ainsi qu'à l'écart médian pour le site des Quais.



5. Conséquences pour la gestion en temps réel flux polluants

Ce chapitre a mis en évidence l'importante variabilité inter-événementielle de la distribution de la masse à l'intérieur des événements pluvieux à travers l'analyse des courbes $M(V)$ de l'ensemble des événements pluvieux. L'utilisation de mesures en continu à pas de temps fin a permis de tracer de façon détaillée les courbes de distribution de masse et de visualiser cette variabilité.

La variabilité des formes de courbes $M(V)$ a été analysée en lien avec des objectifs de gestion en temps réel. Il ressort de cette étude que plus de la moitié des événements pluvieux nécessitent une gestion plus complexe que l'interception de l'événement depuis le début. De plus, les événements associés à une stratégie temporelle de gestion simple ne peuvent se distinguer des autres par des corrélations avec des paramètres hydrauliques classiques.

La turbidité peut donc constituer un atout dans la gestion en temps réel des flux en permettant d'identifier les flux les plus pollués au cours de l'événement. Les stratégies associées à mettre en place risquent de demander des études plus approfondies et une prévision de la turbidité. Ce chapitre visait donc seulement à démontrer le gain **potentiel** apporté par la turbidité, gain que l'on peut même chiffrer à plus de 15 % pour le quart des événements en comparant des courbes réelles et des courbes théoriques optimisées.

Enfin, ce chapitre confirme que les phénomènes observés sont variables mais non aléatoires puisque les distributions de masse sont comparables sur les deux sites pour un même événement pluvieux. De précédentes recherches avaient mis l'accent sur l'homogénéité spatiale des concentrations moyennes événementielles de polluants entre les différents bassins versants du réseau unitaire parisien (Gasperi *et al.*, 2006a). Ces résultats sont donc confirmés et renforcés car l'homogénéité porte également sur la répartition de la masse au cours de l'événement.

Il reste désormais à construire des stratégies de gestion en temps réel adaptées pour vérifier ces premiers résultats. L'apport des mesures en continu de turbidité pour la gestion en temps réel des flux polluants sera évalué dans le chapitre 12 de la partie IV.

Chapitre 6. Variabilité du débit, de la turbidité et des flux par temps sec

Les deux chapitres précédents ont mis l'accent sur la variabilité inter-événementielle des concentrations et des pollutogrammes en turbidité ainsi que sur la variabilité des distributions de masse pour le temps de pluie. Notre étude s'appuie sur des sites du réseau unitaire parisien. Les effluents de temps de pluie comportent donc une part d'effluents de temps sec. Or, la variabilité des concentrations et des distributions de masse n'est pas le seul fait de la variabilité du temps de pluie. Une part de cette variabilité s'explique par la variabilité des effluents de temps sec contenus dans le temps de pluie.

Ce chapitre vise à mettre en évidence ce point grâce au suivi à pas de temps fin de la turbidité. Une fois les événements pluvieux retranchés de la période d'étude, le suivi en continu de la turbidité fournit environ 465 000 minutes de temps sec pour les Quais et 446 000 minutes de temps sec pour Clichy, ce qui permet une analyse détaillée. Dans un premier temps, ce chapitre permet de caractériser l'importance du temps sec par rapport au temps de pluie et de caractériser les variations de concentration entre temps sec et temps de pluie. Ensuite, la construction de pollutogrammes horaires a permis d'analyser les cycles journaliers de temps sec en débit et en turbidité et leur variabilité à l'échelle annuelle. Enfin, l'étude s'est centrée sur la variabilité des flux, l'objectif étant non seulement de situer la variabilité de temps sec par rapport à la variabilité de temps de pluie mais de mesurer la part imputable à la concentration, exprimée ici avec les mesures en continu de turbidité.

1. Importance du temps sec dans les effluents unitaires de temps de pluie

A l'échelle annuelle, le temps sec strict occupe une place prépondérante puisqu'il concerne plus de 90 % des minutes de la période d'étude. De plus, les effluents de temps de pluie se composent d'un mélange d'effluents de temps sec et d'eaux de pluie et les effluents de temps sec doivent donc être pris en compte dans toutes les analyses.

1.1. *Des concentrations de temps sec proches des concentrations de temps de pluie*

Lors de l'étude des concentrations de temps de pluie, le Tableau 15 a montré que les turbidités journalières et horaires de temps sec étaient proches des turbidités moyennes de temps de pluie. Afin d'analyser plus précisément les valeurs prises par la turbidité en temps sec comme en temps de pluie, des courbes de turbidité classées ont été tracées pour chacun des deux sites. Ces courbes permettent de représenter la fréquence d'apparition de toutes les valeurs de turbidité rencontrées, au pas de temps de la minute, classées par ordre croissant. Etant donné le nombre de points, le temps sec a été étudié mois par mois. Le temps de pluie a également été représenté en considérant tous les événements pluvieux de la période d'étude comme un seul ensemble. Pour plus de clarté, seuls 3 mois de temps sec sont représentés pour chacun des deux sites sur la Figure 66. Ils représentent les courbes enveloppes minimales, maximales et médianes.

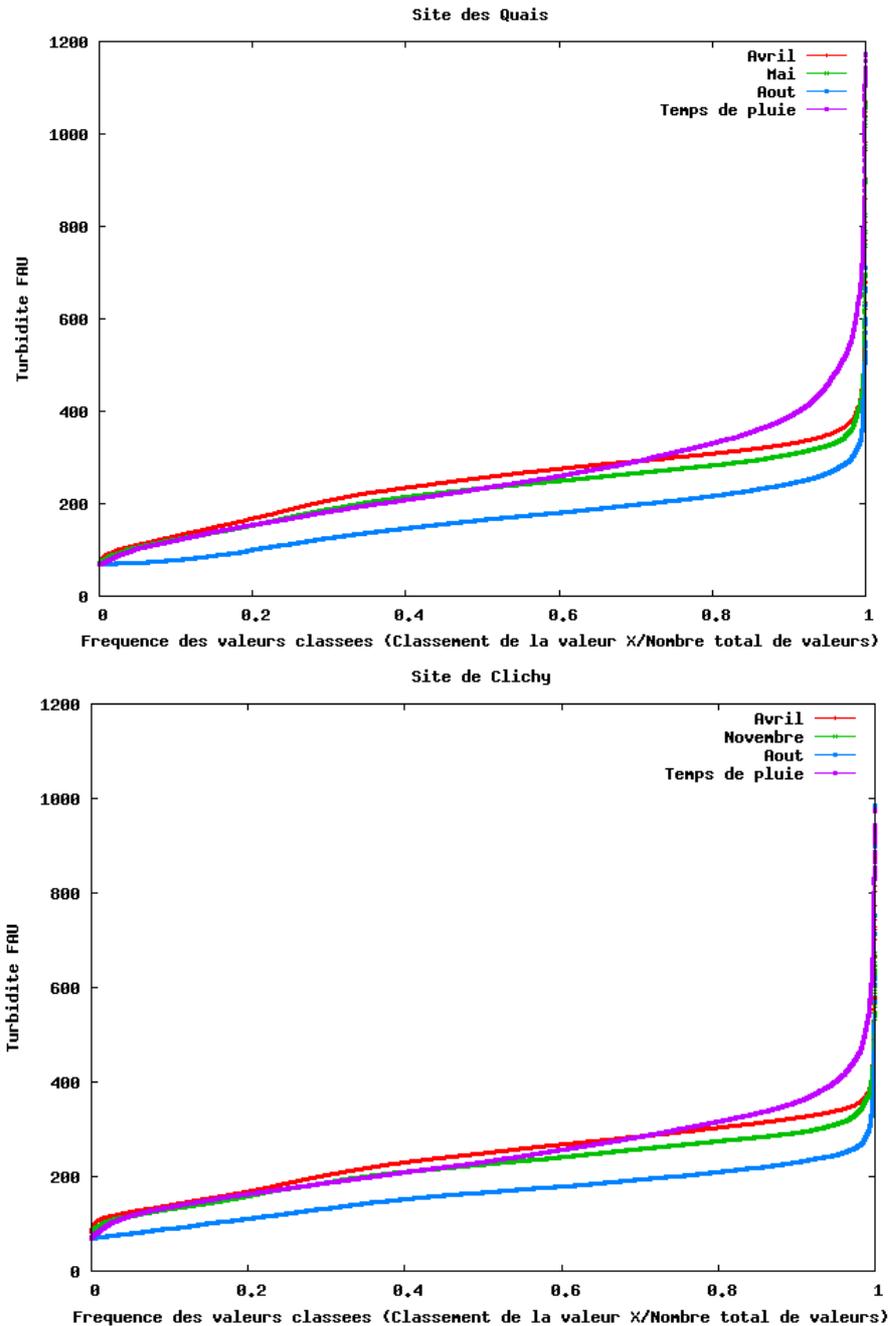


Figure 66 : Courbes de turbidités classées des sites des Quais (haut) et de Clichy (bas) pour 3 mois de temps sec et pour l'ensemble des événements pluvieux

La Figure 66 met en évidence la ressemblance entre turbidité de temps de pluie et turbidité de temps sec. En effet, pour environ 70 % des valeurs à la minute, la courbe classée de temps de pluie se confond avec les courbes classées de temps sec maximale et médiane (avril et mai pour Quais, avril et novembre pour Clichy). Pour les 30 % restant, le temps de pluie se distingue par des valeurs plus élevées qui correspondent aux pointes de turbidité rencontrées par temps de pluie. Ces valeurs ne représentent qu'une faible part du temps de pluie. Des valeurs élevées peuvent également être rencontrées par temps sec mais à une fréquence faible. La Figure 66 souligne également la particularité du mois d'août pour les deux sites (c'est également le cas du mois de juillet) avec une diminution globale très nette des valeurs de turbidité. Ce phénomène est *a priori* surprenant car s'il est normal que les débits d'eaux usées diminuent pendant l'été en

raison des vacances, la concentration devrait rester inchangée. Cela met en évidence un changement de nature des effluents pendant la période estivale dont l'analyse des causes ne fait pas l'objet de cette thèse mais sera abordée dans la suite de ce chapitre.

1.2. Part du flux de temps sec dans les flux de temps de pluie

Comme pour la turbidité, des courbes de flux classés ont été tracées pour le temps de pluie et le temps sec (mois par mois) sur les deux sites. Ces flux ont été exprimés en gramme par équivalent-homme-azote. L'expression en « équivalent-homme-azote » permet de normaliser la production d'effluents des deux bassins versants étudiés et de les comparer entre eux (Gasperi *et al.*, 2006b). La concentration en azote Kjeldahl (NTK) est un indicateur permettant d'estimer le nombre d'individus présents sur un bassin versant. Cette normalisation reste ici approximative car les concentrations en azote dissous ne sont pas disponibles en continu sur la période d'étude. La valeur de l'EHN pour les deux sites est une valeur médiane obtenue au cours des campagnes de mesures d'OPUR 2 (cf. Tableau 16 dans les conclusions de la partie I).

Contrairement au cas de la turbidité, la Figure 67 montre que le flux de temps de pluie est toujours supérieur au flux de temps sec. Cela est dû à des débits de temps de pluie supérieurs aux débits de temps secs et non à la concentration qui est semblable en temps sec comme en temps de pluie (Figure 66). Même si le flux de temps de pluie est supérieur au flux de temps sec, le poids du temps sec dans le temps de pluie reste important. L'aire sous une courbe de flux classés représente en fait le flux total pendant la période d'étude. Notons :

- $\overline{\Phi}_{san}(TS)$ le flux moyen (sanitaire) de temps sec, $\overline{\Phi}_{tot}(TP)$ le flux moyen total de temps de pluie,
- $M_{san}(TS)$ la masse totale transitant durant le temps sec, $M_{san}(TP)$ la masse due au flux sanitaire transitant durant le temps de pluie, $M_{tot}(TP)$ la masse totale transitant durant le temps de pluie,
- TS la durée totale du temps sec, TP la durée totale du temps de pluie,
- Φ_i le flux pendant le pas de temps Δt_i ,

Le flux moyen de temps sec se calcule comme la somme des flux à chaque pas de temps Δt_i , divisée par la durée totale du temps sec selon la formule :

$$\overline{\Phi}_{san}(TS) = \frac{M_{san}(TS)}{TS} = \frac{\sum \Phi_i \cdot \Delta t_i}{TS} = \sum \Phi_i \cdot \frac{\Delta t_i}{TS}$$

Cette formule correspond bien à l'aire sous la courbe de flux classés. Le même travail peut être réalisé par temps de pluie. La durée totale du temps de pluie TP est très inférieure à la durée du temps sec. La masse du flux sanitaire (ou relatif au temps sec) pendant le temps de pluie s'exprime comme $M_{san}(TP) = \overline{\Phi}_{san}(TS) \cdot TP$ tandis que la masse totale transitant par temps de pluie vaut $M_{tot}(TP) = \overline{\Phi}_{tot}(TP) \cdot TP$.

Par conséquent, le rapport des surfaces entre courbe de flux classés de temps de pluie et courbe de flux classés de temps sec représente bien le rapport de la masse de polluants de temps sec sur la masse totale de polluants transitant par temps de pluie. La Figure 67 montre que le rapport est d'environ 59 % pour le site des Quais contre 52 % pour le site de Clichy. Ces résultats sont cohérents avec les résultats obtenus pour les volumes d'eaux usées sur les sites OPUR 2 où des rapports eaux usées de temps sec sur eaux unitaires de temps de pluie de l'ordre de 60 % ont été obtenus pour les deux sites (Kafi-Benyahia, 2006). Ces pourcentages assez élevés concernent l'ensemble du temps de pluie annuel et intègrent donc également des petits événements pluvieux. A l'échelle événementielle, pour les événements pluvieux importants, le rapport du flux de temps

sec sur le flux total de temps de pluie serait très certainement inférieur. Les courbes de flux classés des Quais comme de Clichy confirment donc l'importance de l'influence du temps sec dans le temps de pluie à l'échelle annuelle.

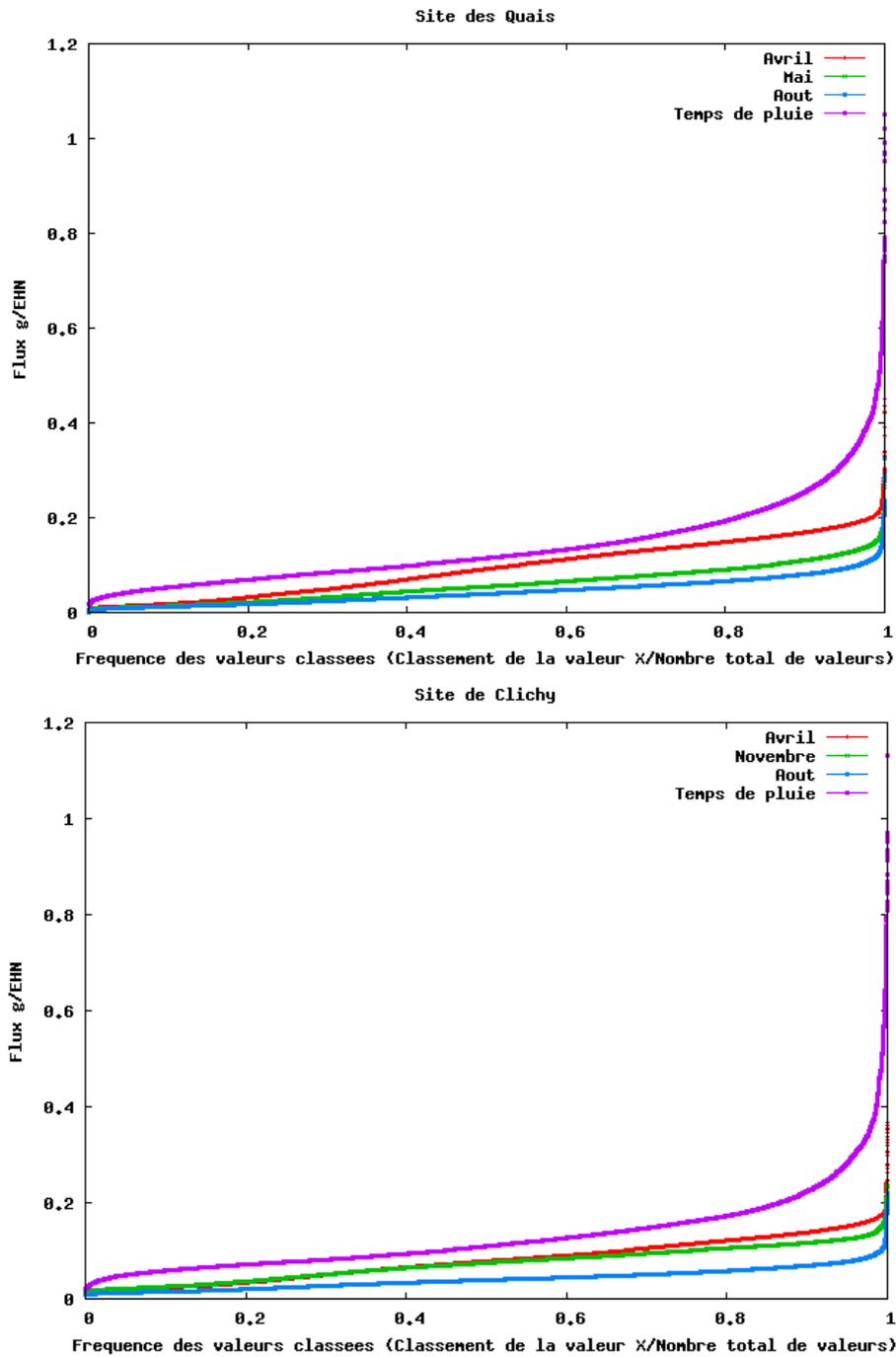


Figure 67 : Courbes de flux classés des sites des Quais (haut) et de Clichy (bas) pour 3 mois de temps sec et pour l'ensemble des événements pluvieux

2. Variabilité des concentrations et du débit de temps sec à différentes échelles

2.1. *Comment expliquer les cycles journaliers en concentration ?*

De nombreuses études ont souligné l'existence de cycles journaliers de débit comme de turbidité dans les effluents de temps sec (Aumond & Joannis, 2006, 2008; Kafi-Benyahia, 2006). Le cycle de débit de temps sec s'explique par les variations de volumes d'effluents, fonction des activités et donc des heures de la journée. Ce cycle se modifie également selon la période de l'année et le jour de la semaine puisque les comportements des habitants dépendent de l'heure de la journée et de leur activité (jour de travail, de vacance etc.). Des schémas hebdomadaires peuvent ainsi être identifiés avec moins de volume d'effluents le samedi et le dimanche. De même, il existe un schéma annuel avec moins de volume les jours fériés et pendant les vacances scolaires (Aumond & Joannis, 2005).

Ces schémas de variations sont également observés pour la turbidité. Si ces cycles et cette variabilité se comprennent sur le plan volumique, il est plus difficile de comprendre la variabilité journalière de la turbidité. En effet, il n'y a *a priori* aucune raison que la nature, et donc la concentration des effluents change en même temps que le débit. La concentration des effluents unitaires de temps sec devrait au contraire rester constante au cours de la journée.

Une première explication avancée concerne les changements de nature des effluents au cours de la journée en fonction des activités humaines. Toutefois, cette hypothèse n'explique pas la régularité des cycles observés et leur similitude avec les cycles de débit. Par ailleurs, à l'échelle d'une agglomération comme Paris, les variations de concentration devraient être lissées (Kafi-Benyahia *et al.*, 2006). Ces variations de concentrations existent néanmoins puisque des variations de composition de la matière organique au cours de la journée ont été rapportées sur les bassins versants d'OPUR 2 (Kafi-Benyahia, 2006).

Une deuxième explication porte sur des phénomènes de sédimentation/érosion qui dépendent des capacités de transport des effluents au cours de la journée. La sédimentation se produit plutôt la nuit lorsque les débits sont faibles alors que des remises en suspension ont lieu lors des pointes de débit en journée (Kafi-Benyahia *et al.*, 2006).

Enfin, une dernière explication s'appuie sur la dilution des effluents par des eaux claires parasites. Selon le volume de ces eaux claires, les effluents subissent une dilution plus ou moins importante au cours de la journée et proportionnelle au débit des eaux usées (Aumond & Joannis, 2006; Kafi-Benyahia *et al.*, 2006). Sur les sites parisiens, les eaux claires représentent entre 24 % et 43 % des débits de temps sec moyens journaliers (Kafi-Benyahia, 2006). A Nantes, sur le site de Duchesse Anne, la dilution par les eaux claires permet d'expliquer en partie le cycle de variation de la turbidité mais n'explique pas toutes les variations observées, notamment d'un jour à l'autre (Aumond & Joannis, 2008).

2.2. *Une vision plus fine de la variabilité journalière*

Le suivi en continu du débit et de la turbidité a permis de confirmer l'existence de cycles journaliers sur les sites des Quais et de Clichy. En temps sec, le signal de turbidité suit un cycle similaire à celui du signal de débit. Le niveau de turbidité peut varier de 80 à 400 FAU au cours de la journée pour une variation de 0,5 à 1,8 m³/s du débit sur le site des Quais et pour une variation de débit de 1,8 à 4 m³/s à Clichy. Ces cycles évoluent d'une journée à l'autre en

fonction du jour de la semaine ou de la période pour les raisons évoquées dans le paragraphe précédent.

Par conséquent, les valeurs moyennes journalières de débit et de turbidité varient à l'échelle de la période d'étude de façon importante. Afin de caractériser cette variabilité, des moyennes journalières de turbidité et de débit de temps sec ont été calculées sur toute la période d'étude sur les sites des Quais et de Clichy. Seules les journées de temps sec complètes ont été retenues pour les calculs. Sur la période d'étude, cela représente 241 jours pour le site des Quais et 236 jours pour le site de Clichy. Le Tableau 22 présente les principales valeurs statistiques associées à la période d'étude. Ces valeurs ont été comparées à des résultats établis lors de campagnes de mesures ponctuelles dans le cadre du programme de recherche OPUR 2 sur les mêmes sites (Gasperi et al., 2006b). La variabilité a été exprimée par le rapport $(d_{90}-d_{10})/d_{50}$ de l'écart de déciles sur la médiane afin de pouvoir comparer les résultats des mesures en continu avec ceux de l'étude OPUR 2.

Tableau 22 : Comparaison des moyennes journalières de temps sec de débit et de turbidité calculées sur toute la période d'étude, avec des résultats de moyennes journalières de temps sec de débit et de concentration en MES issus du programme de recherche OPUR 2 (Gasperi et al., 2006b)

		Quais		Clichy	
		d50 (d10 – d90)	Variabilité (%) (d90-d10)/d50	d50 (d10 – d90)	Variabilité (%) (d90-d10)/d50
Données issues des études OPUR 2 (Gasperi et al., 2006b)	Débit (m3/s)	0,44 (0,39 – 0,56)	39	2,1 (1,7 – 2,7)	48
	Concentration (mg/L)	186 (169-226)	31	189 (164 – 221)	30
Données calculées à partir des données en continu de turbidité et des pollutogrammes de temps sec	Débit (m3/s)	0,83 (0,56 – 1,2)	73	2,0 (1,5 – 2,4)	44
	Turbidité (FAU)	228 (179 – 256)	34	218 (161– 247)	39

Le Tableau 22 présente des variabilités de concentration similaires entre les mesures en continu de turbidité et les campagnes de mesures du programme OPUR 2. En revanche, l'écart de variabilité est beaucoup plus important pour le débit du site des Quais. La Figure 68 présente toutes les valeurs moyennes journalières de turbidité ou de concentration en fonction des valeurs moyennes journalières de débit pour les jours issus de l'exploitation des mesures en continu et de la campagne OPUR 2. On constate que les campagnes sur le site des Quais sont situées dans une zone de débit très bas par rapport aux débits enregistrés, d'où l'écart de variabilité illustré dans le Tableau 22. En revanche, pour le site de Clichy, même si le nombre d'échantillonnages des campagnes OPUR 2 est très inférieur au nombre de journées étudiées avec les mesures en continu de turbidité, les points relatifs à ces campagnes se situent dans la zone des résultats issus des mesures en continu (Figure 68). La forte variabilité des débits journaliers sur le site des Quais s'explique par des apports extérieurs au bassin versant ou liés à des travaux. Le bassin versant des Quais reçoit des apports externes par l'intermédiaire d'un siphon qui peuvent représenter entre 0 et 50 % du débit moyen de temps sec. Dans le cas de l'étude OPUR 2, la contribution de ce siphon a été évaluée et retranchée des débits, d'où le décalage vers les valeurs basses observé sur la Figure 68. Cela n'a pas été réalisé dans le cadre de cette thèse. Enfin, le site des Quais est situé à l'aval d'une station de pompage qui influe notablement sur les débits.

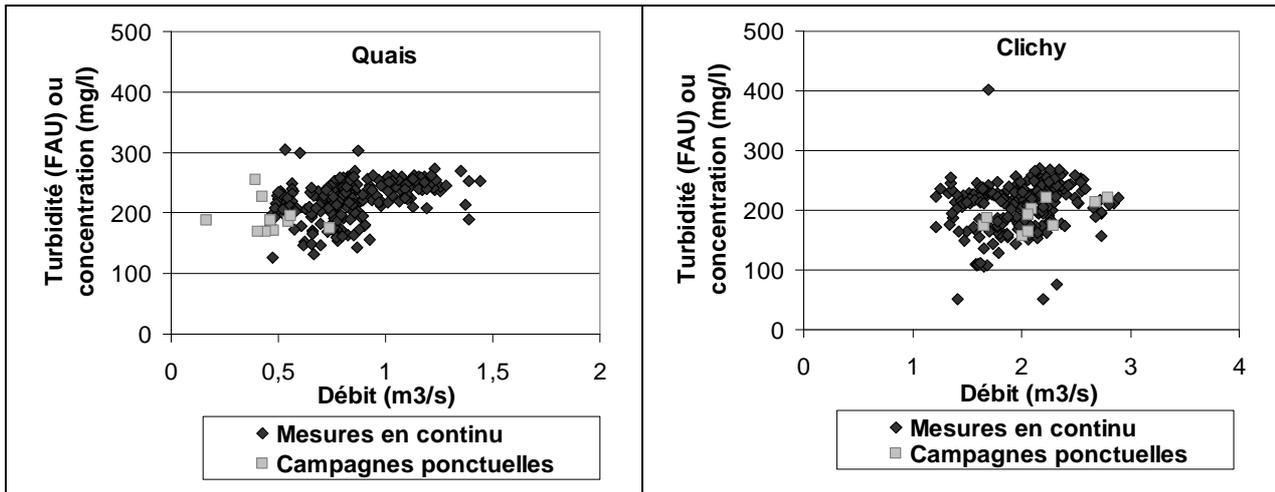


Figure 68 : Amplitude des valeurs journalières de turbidité (FAU) ou de concentration (mg/l) en fonction des valeurs de débit journaliers (m3/s) pour les deux sites d'étude en utilisant des données en continu ou des campagnes d'échantillonnage ponctuelles

2.3. Variabilité à l'échelle horaire

2.3.1. Des cycles de turbidité et de débit variables

La variabilité journalière à l'échelle annuelle et l'existence de cycles journaliers conduisent à s'intéresser à la variabilité horaire. Pour cela, des cycles journaliers de turbidité et de débit ont été tracés au pas de temps horaire à partir des journées complètes de temps sec de la période d'étude. Des moyennes horaires de débit et de turbidité ont été effectuées journée par journée. Pour chaque heure de la journée, la moyenne et l'écart type relatifs à toute la période d'étude ont été calculés.

La Figure 69 met en évidence des cycles de turbidité très proches sur les deux sites aussi bien en valeur moyenne qu'en dispersion. Le coefficient de variation (écart-type sur moyenne) est compris entre 19 % et 44 % pour le site des Quais (minimum – maximum) et entre 14 % et 41 % pour le site de Clichy selon l'heure de la journée.

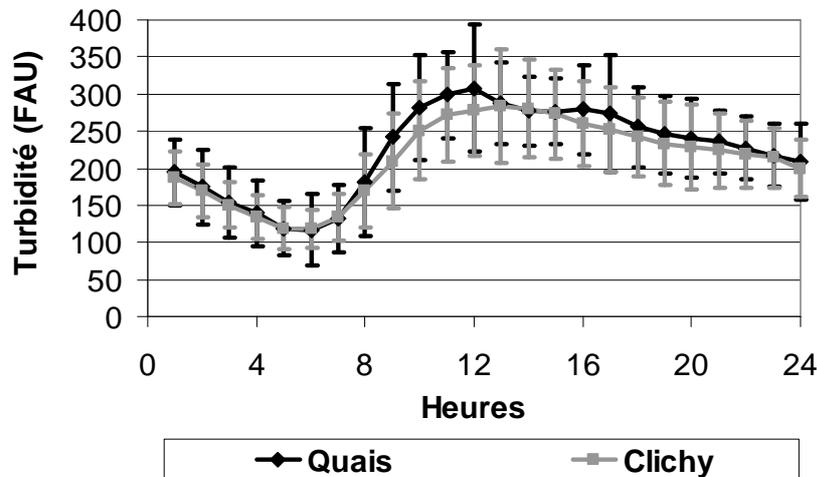


Figure 69 : Turbidités horaires de temps sec pour les deux sites : moyenne horaire sur toute la période d'étude - Barres d'erreurs = \pm l'écart type horaire évalué sur toute la période d'étude

La variabilité des débits est plus forte que celle de la turbidité pour le site des Quais ce qui conforte les résultats à l'échelle journalière (Figure 70). Le site de Clichy présente des coefficients de variation du débit proches de ceux de la turbidité. Le coefficient de variation est compris entre 36 % et 59 % pour le site des Quais (minimum – maximum) et entre 17 % et 45 % pour le site de Clichy selon l'heure de la journée. La plus forte variabilité des débits du site des Quais peut être imputée à la présence de la station de pompage et aux apports de débits externes au bassin versant.

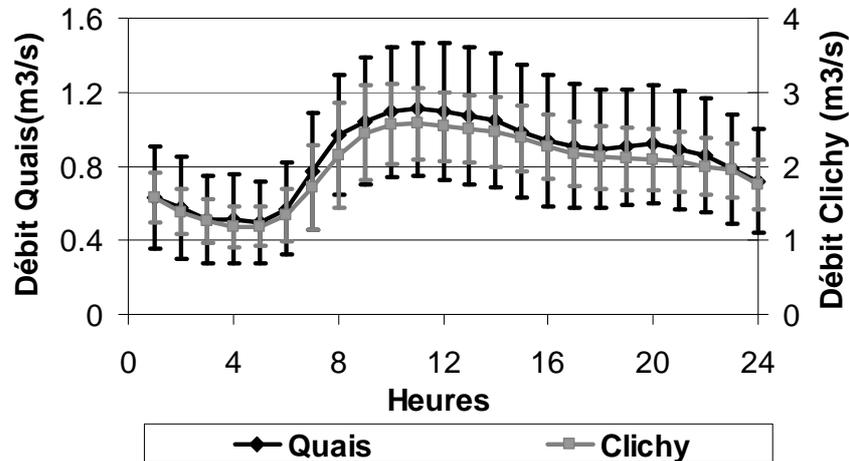


Figure 70 : Débits horaires de temps sec pour les deux sites : moyenne horaire sur toute la période d'étude - Barres d'erreurs= ± l'écart type horaire évalué sur toute la période d'étude

2.3.2. Variation saisonnière

La période couvrant les mois de mai, juin, juillet et août a été isolée afin de vérifier si une part de variabilité pouvait s'expliquer par la saisonnalité. Cette période a été appelée « été » contre « hiver » pour les autres mois.

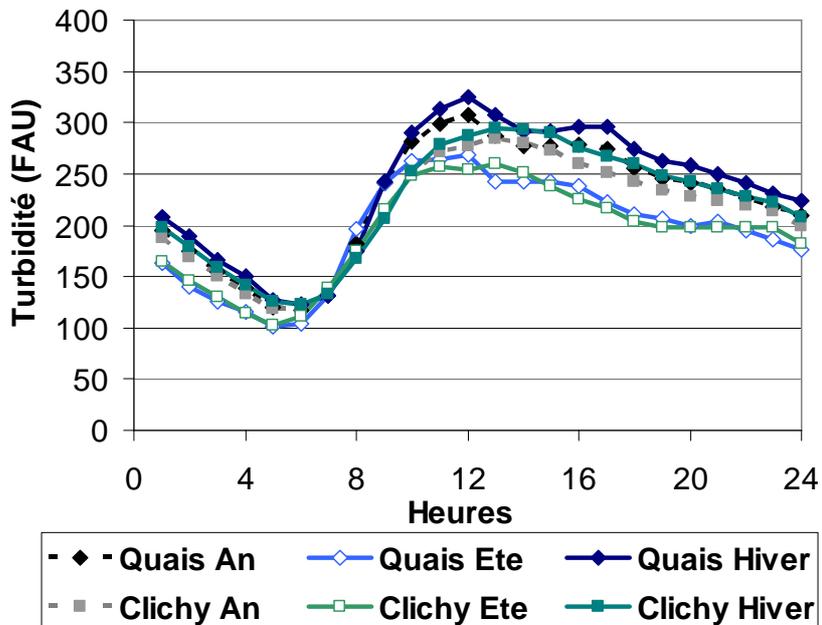


Figure 71 : Turbidités horaires de temps sec pour les deux sites : moyenne horaire sur toute la période d'étude, sur les 4 mois d'été et sur 9 mois d'hiver

On distingue une baisse très significative de la turbidité au cours des mois d'été pour les deux sites (Figure 71). Les différences entre mois d'été et mois d'hiver sont plus marquées entre

12h00 et 20h00. Les différences de concentrations saisonnières ne sont donc pas en majorité dues à des eaux claires parasites mais plus à un changement réel de la nature des effluents, fonction de l'activité. Si les eaux claires génèrent de la dilution et une baisse significative de concentration, cela interviendrait également la nuit, au moment où les débits d'eaux usées sont faibles. Une remise en suspension plus faible peut également occasionner cette baisse de concentration. En effet, les débits d'eaux usées étant plus faibles la journée, ils risquent de remobiliser moins de polluants. Toutefois, cela n'est vrai que pour le site des Quais car dans le cas de Clichy, les débits des mois d'été sont très peu différents des débits des mois d'hiver (Figure 72). Le site de Clichy n'est donc pas soumis à une saisonnalité marquée : les débits restent importants même pour les 4 mois d'été (Figure 72). Le site des Quais présente en revanche des différences très importantes de niveau selon les périodes avec une baisse très importante des débits pendant les mois d'été.

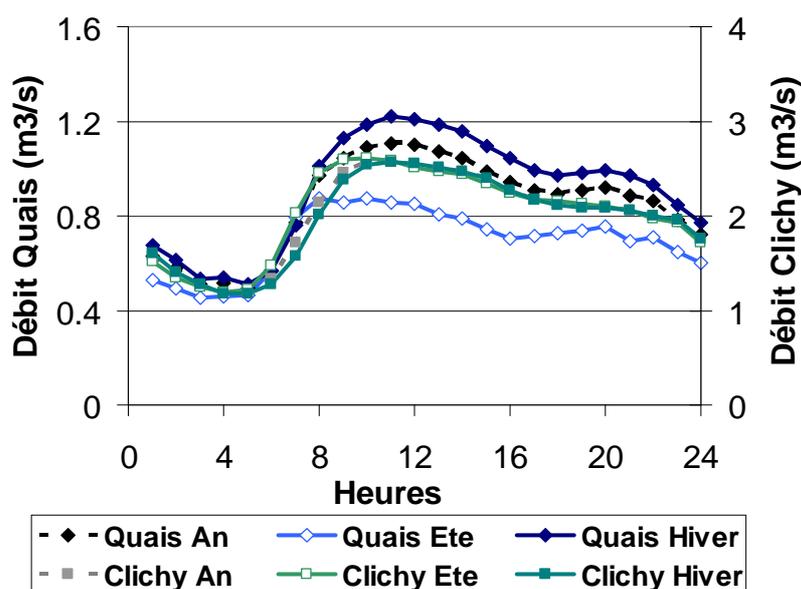


Figure 72: Débits horaires de temps sec pour les deux sites : moyenne horaire sur toute la période d'étude, sur les 4 mois d'été et sur 9 mois d'hiver

Le Tableau 23 résume les différents coefficients de variation horaires obtenus pour les deux sites en fonction de la période d'étude.

Tableau 23 : Coefficients de variation (écart type/moyenne) de débit et de turbidité au pas de temps horaire sur toute la période d'étude, sur les 4 mois d'été et sur les 9 mois d'hiver pour les deux sites : minimum, médiane et maximum sur 24 heures

	Quais		Clichy	
	Débit	Turbidité	Débit	Turbidité
Année complète	51 % (35-59)	26 % (19-44)	27 % (17-45)	28 % (14-41)
Été	36 % (29-49)	24 % (19-43)	15 % (14-23)	22 % (18-38)
Hiver	32 % (28-46)	22 % (11-44)	22 % (19-36)	21 % (15-31)

Les valeurs de minimum, maximum et médiane sur 24 heures des différents coefficients de variation ont été reportées dans le tableau. Le coefficient de variation relatif à chacune des sous-périodes est à peine plus petit que sur la période totale dans le cas de la turbidité. De plus, surtout dans le cas des Quais, la variabilité maximale reste élevée. Pour le débit, la baisse du coefficient

de variation sur chacune des sous périodes est un peu plus nette, surtout pour le site des Quais. La valeur de variabilité maximale diminue plus nettement quand on distingue les deux périodes d'étude. La saison a donc un impact sur la variabilité de la turbidité et du débit à l'échelle horaire. Toutefois, sur une période donnée, l'été par exemple, la variabilité demeure forte et la saisonnalité ne suffit pas à expliquer les variations des niveaux des cycles journaliers à l'échelle de la période d'étude. L'impact de la saisonnalité se voit en effet plus nettement sur les valeurs moyennes que sur les valeurs de dispersion.

3. Variabilité des flux à l'échelle horaire

3.1. Dispersion très importante des cycles journaliers

3.1.1. Des coefficients de variation élevés

La Figure 73 met en évidence une variabilité importante des cycles journaliers de flux normalisés en équivalents-homme-azote (EHN). Cette figure montre que les flux de temps sec journaliers normalisés sont relativement proches pour les deux sites, ce qui est cohérent avec les résultats obtenus dans les campagnes de mesures OPUR 2 dans lesquelles une homogénéité spatiale des flux avait été constatée sur l'ensemble des bassins versants étudiés (Gasperi *et al.*, 2006b).

La variabilité est plus forte pour le site des Quais que sur le site de Clichy ce qui est dû à la plus forte variabilité des débits sur ce site (Tableau 23 et Figure 70). Le coefficient de variation (écart type sur moyenne) est compris entre 40 % et 79 % pour le site des Quais et entre 29 % et 55 % pour le site de Clichy selon l'heure de la journée.

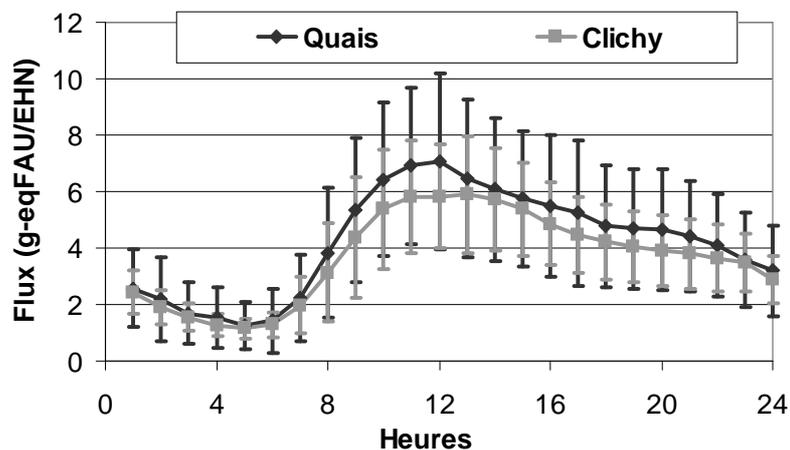


Figure 73 : Flux normalisés horaires de temps sec pour les deux sites : moyenne horaire sur toute la période d'étude - Barres d'erreurs = \pm l'écart type horaire évalué sur toute la période d'étude

3.1.2. Variation saisonnière

Pour le site des Quais, la diminution du flux pendant les mois d'été (et de fin de printemps) est très nette (Figure 74). Elle est directement liée à une diminution simultanée du débit et de la turbidité pendant la période d'été. Pour le site de Clichy, les courbes sont beaucoup plus proches les unes des autres car seule la turbidité diminue significativement pendant la période estivale.

L'impact de la saison est bien plus marqué entre 12h00 et 16h00, ce qui implique que la baisse des flux est due à des variations de nature des polluants en fonction des activités humaines sur les bassins versants plutôt qu'à la dilution par des eaux claires parasites.

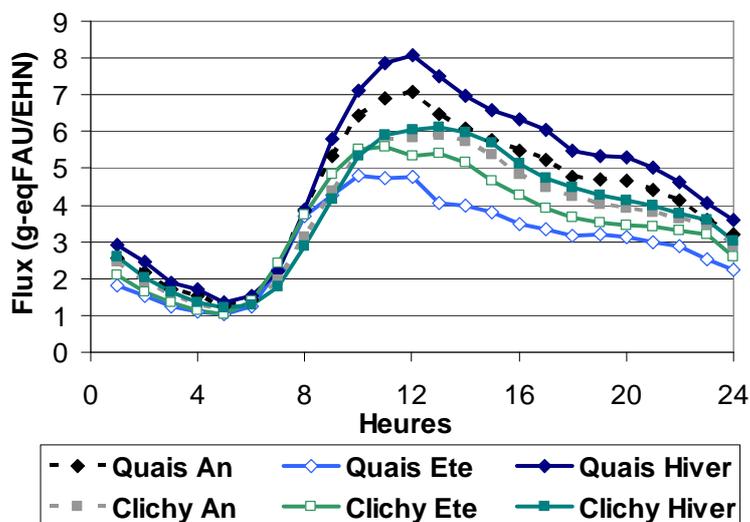


Figure 74 : Flux normalisés horaires de temps sec pour les deux sites : moyenne horaire sur toute la période d'étude, sur les 4 mois d'été et sur 9 mois d'hiver

La saisonnalité n'explique donc que partiellement la variabilité observée et a surtout une influence sur les valeurs moyennes tandis que la dispersion reste importante sur chacune des deux sous-périodes. Le Tableau 24 donne les coefficients de variation (écart type/moyenne) des flux obtenus pour les deux sites sur toute la période d'étude ainsi que sur les deux sous-périodes. Les dispersions restent quasiment identiques sur chacune des sous-périodes par rapport à la période totale. Dans le cas de Clichy, les coefficients de variation des flux sont du même ordre de grandeur que les coefficients de variation de turbidité et de débit. Dans le cas des Quais, le coefficient de variation des flux est du même ordre de grandeur que celui des débits, lui-même supérieur au coefficient de variation de turbidité (Tableau 23). La variabilité des flux de temps sec a pour origine la variabilité du débit et la variabilité de la turbidité que l'on ne sait pas très bien expliquer. Dans la suite de cette partie, nous avons effectué une analyse de variance des flux à l'échelle horaire afin de déterminer quelle part de la variance des flux est directement due au débit et à la turbidité.

Tableau 24 : Coefficients de variation (écart type/moyenne) de flux au pas de temps horaire sur toute la période d'étude, sur les 4 mois d'été et sur les 9 mois d'hiver pour les deux sites : minimum, médiane et maximum sur 24 heures

	Quais	Clichy
Année complète	46 % (40-79)	31 % (29-55)
Été	46 % (38-79)	31 % (24-48)
Hiver	39 % (33-83)	31 % (27-57)

3.2. Analyse de la variance des flux horaires moyens

3.2.1. Notations et calculs

L'objectif de cette partie est de chiffrer la part de variance des flux imputable au débit, à la turbidité et à la corrélation entre ces deux variables. Pour cela, les variables sont exprimées comme la somme de la moyenne et d'une variation.

- Le débit et la turbidité s'écrivent : $Q = \bar{Q} + \Delta Q$ et $T = \bar{T} + \Delta T$
- Leurs valeurs moyennes sont $\bar{Q} = E(Q)$, $\bar{T} = E(T)$ où E est l'espérance,
- Les écarts types sont $\sigma_Q = \sigma_{\Delta Q} = \sqrt{Var(Q)}$ et $\sigma_T = \sigma_{\Delta T} = \sqrt{Var(T)}$.
- L'expression des coefficients de variation est $cv_Q = \frac{\sigma_{\Delta Q}}{\bar{Q}}$ et $cv_T = \frac{\sigma_{\Delta T}}{\bar{T}}$
- Le coefficient de corrélation entre les variables de débit et de turbidité s'écrit $\rho_{Q:T} = \frac{cov(Q;T)}{\sigma_Q \cdot \sigma_T}$.

Avec l'ensemble de ces notations, le flux s'exprime selon :

$$\Phi = Q \cdot T = \bar{Q} \cdot \bar{T} + \bar{Q} \cdot \Delta T + \bar{T} \cdot \Delta Q + \Delta T \cdot \Delta Q$$

L'expression de la moyenne du flux est donnée par (cf. encadré pour les détails de calcul) :

$$\bar{\Phi} = \bar{Q} \cdot \bar{T} + cov(T; Q)$$

La moyenne du flux s'exprime donc comme le produit des moyennes de débit et de turbidité auquel s'ajoute un terme de covariance entre les deux variables. Dans notre cas, ce terme n'est pas nul (Figure 75), ce qui traduit que même à l'échelle horaire, les deux variables sont partiellement corrélées, particulièrement le matin entre 7h00 et 11h00. En revanche, ce terme reste faible devant le produit $\bar{Q} \cdot \bar{T}$ de sorte que l'on peut faire l'approximation $\bar{\Phi} \approx \bar{Q} \cdot \bar{T}$ (Figure 75).

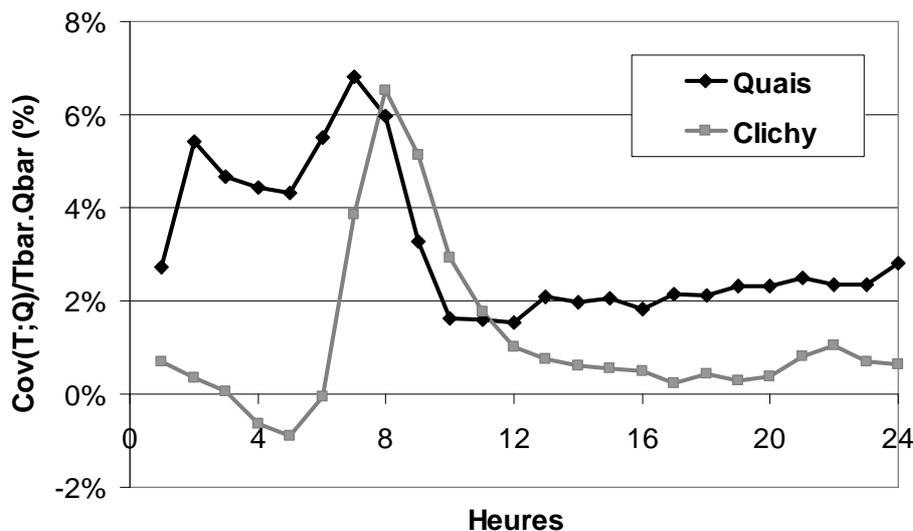


Figure 75 : Covariance entre les variables de débit et de turbidité et importance relative par rapport au produit des moyennes à l'échelle horaire, pour toute la période d'étude sur les deux sites

Détails du calcul

$$\overline{\Phi} = E(Q \cdot T) = \overline{Q} \cdot \overline{T} + 0 + 0 + \text{cov}(\Delta T; \Delta Q) = \overline{Q} \cdot \overline{T} + \text{cov}(T; Q)$$

car $E(\overline{Q} \cdot \Delta T) = \overline{Q} \cdot E(\Delta T) = 0$ et $E(\overline{T} \cdot \Delta Q) = \overline{T} \cdot E(\Delta Q) = 0$.

De plus, par définition du produit de l'espérance de deux variables aléatoires :

$$E(\Delta T \cdot \Delta Q) = E(\Delta Q) \cdot E(\Delta T) + \text{cov}(\Delta Q; \Delta T) = \text{cov}(\Delta Q; \Delta T) = \text{cov}(Q - \overline{Q}; T - \overline{T}) = \text{cov}(Q; T)$$

3.2.2. Proportion de la variance due à la turbidité

L'expression de la variance du flux est donnée par (cf. encadré pour les détails de calcul) :

$$\sigma_{\Phi}^2 = \overline{Q}^2 \cdot \sigma_{\Delta T}^2 + \overline{T}^2 \cdot \sigma_{\Delta Q}^2 + 2 \cdot \overline{Q} \cdot \overline{T} \cdot \text{cov}(T; Q)$$

Son expression en fonction des coefficients de variation permet d'isoler les termes relatifs à chaque variable plus un terme commun, soit :

$$cv_{\Phi}^2 = cv_Q^2 + cv_T^2 + 2 \cdot cv_Q \cdot cv_T \cdot \rho_{Q;T}$$

Pour le site des Quais, la part due à la variation seule du débit est un peu plus importante que les autres contributions (Figure 76). Dans le cas de Clichy, la Figure 76 montre que les contributions du débit et de la turbidité à la variation totale sont équilibrées. Pour les deux sites, la contribution liée à la corrélation des deux variables est importante et maximale entre 7 h00 et 8h00 le matin, ce qui correspond d'ailleurs au coefficient de variation du flux le plus élevé de la journée, les variations étant plus faibles l'après midi. La variance du flux à l'échelle horaire sur toute la période d'étude est donc importante. Elle est due de façon équilibrée à la variabilité du débit et de la turbidité.

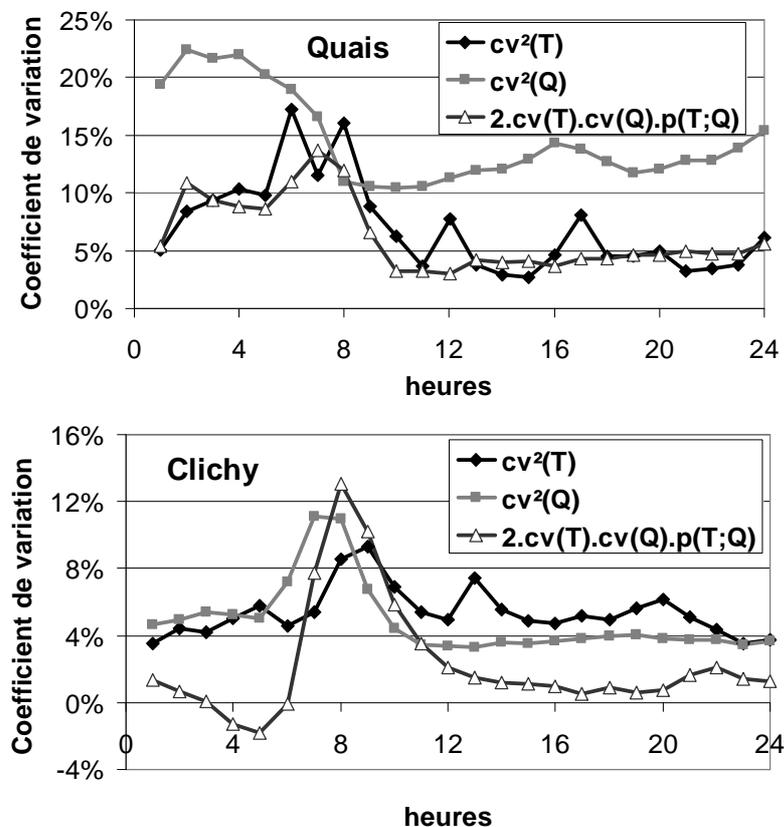


Figure 76 : Contribution au coefficient de variation du flux des coefficients de variation du débit, de la turbidité, de la corrélation entre les deux variables à l'échelle horaire sur toute la période d'étude pour les deux sites

Détails du calcul

$$\sigma_{\Phi}^2 = \text{Var}(Q \cdot T) = 0 + \bar{Q}^2 \cdot \sigma_{\Delta T}^2 + \bar{T}^2 \cdot \sigma_{\Delta Q}^2 + 2 \cdot \bar{Q} \cdot \bar{T} \cdot \text{cov}(T; Q) + \varepsilon$$

Ce résultat s'obtient en utilisant les formules :

$$\text{Var}(aX + bY) = a^2 \text{Var}(X) + b^2 \text{Var}(Y) + 2ab \text{cov}(X, Y)$$

$$\text{et } \text{cov}(cX + dY; Z) = c \text{cov}(X; Z) + d \text{cov}(Y; Z)$$

Avec dans un premier temps $a=b=1$ et $c= \bar{Q}$ et $d= \bar{T}$:

$$\text{Var}(\bar{Q} \cdot \Delta T + \bar{T} \cdot \Delta Q + \Delta T \cdot \Delta Q) =$$

$$\text{Var}([\bar{Q} \cdot \Delta T + \bar{T} \cdot \Delta Q] + \Delta T \cdot \Delta Q) =$$

$$\text{Var}([\bar{Q} \cdot \Delta T + \bar{T} \cdot \Delta Q]) + \text{Var}(\Delta T \cdot \Delta Q) + 2 \cdot \text{cov}([\bar{Q} \cdot \Delta T + \bar{T} \cdot \Delta Q]; \Delta T \cdot \Delta Q) =$$

$$\text{Var}([\bar{Q} \cdot \Delta T + \bar{T} \cdot \Delta Q]) + \varepsilon + 2\bar{Q} \text{cov}(\Delta T; \Delta T \cdot \Delta Q) + 2\bar{T} \text{cov}(\Delta Q; \Delta T \cdot \Delta Q) =$$

$$\text{Var}([\bar{Q} \cdot \Delta T + \bar{T} \cdot \Delta Q]) + \varepsilon$$

Car $\text{Var}(\Delta T \cdot \Delta Q)$, $\text{cov}(\Delta T; \Delta T \cdot \Delta Q)$ et $\text{cov}(\Delta Q; \Delta T \cdot \Delta Q)$ sont des termes du 3^{ème} ordre, considérés comme négligeables et égaux à ε . Ensuite, avec dans un second temps $a=\bar{Q}$ et $b=\bar{T}$:

$$\text{Var}(\bar{Q} \cdot \Delta T + \bar{T} \cdot \Delta Q + \Delta T \cdot \Delta Q) = \text{Var}([\bar{Q} \cdot \Delta T + \bar{T} \cdot \Delta Q]) + \varepsilon =$$

$$\bar{Q}^2 \cdot \text{Var}(\Delta T) + \bar{T}^2 \cdot \text{Var}(\Delta Q) + 2 \cdot \bar{Q} \cdot \bar{T} \cdot \text{cov}(T; Q) + \varepsilon$$

4. Conséquences de l'importance du temps sec dans l'étude du temps de pluie

Ce chapitre a permis de caractériser à la fois la contribution des flux de temps sec dans les flux unitaires de temps de pluie et la variabilité des flux de temps sec.

A l'échelle annuelle, le temps sec occupe une place importante en durée et en volume d'effluents. A l'intérieur d'un événement pluvieux donné, la contribution du temps sec en débit comme en flux est importante notamment pour les événements pluvieux de petite ou moyenne importance. En termes de concentration, la turbidité de temps sec se révèle assez proche de la turbidité de temps de pluie en dehors de quelques pointes de temps de pluie.

Les variabilités de temps sec du débit, de la turbidité et du flux de MES sont importantes à l'échelle journalière et horaire. Sur le site des Quais, la contribution du débit à la variabilité est un peu plus importante que sur le site de Clichy où les contributions débit/turbidité sont plus équilibrées. Sur le site des Quais, la situation hydraulique est en effet plus complexe.

L'objectif de la thèse n'est pas de déterminer les causes de cette variabilité. Dans tous les cas, la variabilité des flux de temps sec ne s'explique pas facilement – par la saison par exemple – et a un impact important sur la variabilité des effluents de temps de pluie. Considérer le temps sec comme un état figé que l'on soustrairait au temps de pluie peut donc générer des erreurs importantes dans les analyses.

Les mesures en continu de turbidité permettent de mieux connaître les variations de concentration et de flux par temps sec que nous venons de mettre en évidence. Ce gain de connaissances pourrait ensuite contribuer à l'amélioration de la gestion de temps de pluie dans le cas d'effluents unitaires.

Chapitre 7. Intérêt potentiel de la turbidité pour la gestion des ouvrages de décantation

La gestion de la vidange des ouvrages de stockage/décantation est l'une des applications possibles des mesures en continu de turbidité. En effet, les bassins de stockage se sont multipliés ces dernières années afin de permettre un meilleur contrôle des volumes d'eaux pluviales. Si le rôle de ces bassins a d'abord été – et demeure encore – la lutte contre les inondations, un grand intérêt est également porté à la lutte contre la pollution du milieu récepteur par la décantation des effluents dans certains bassins. Dans la majorité des cas, l'efficacité de la décantation, et par suite la concentration et la masse de polluants rejetées dans le milieu naturel après un temps de séjour donné des effluents dans le bassin, sont évaluées *a priori* et *a posteriori* par des campagnes de mesures ponctuelles. Par conséquent, même si l'objectif de gestion d'un bassin est la décantation et le contrôle de la qualité, son mode de gestion reste la plupart du temps basé sur un temps de séjour empirique des effluents dans le bassin.

L'objectif de ce chapitre est donc de montrer l'intérêt potentiel de l'utilisation de mesures en continu de turbidité dans un bassin de stockage/décantation afin de mieux contrôler la qualité des effluents stockés et rejetés. L'enjeu de l'utilisation de la turbidité sera illustré à travers un rappel de la typologie des ouvrages de stockage/décantation et de leurs modes de gestion. Puis, notre analyse de l'intérêt potentiel de la turbidité s'appuie sur le cas du bassin de Solvay à Nancy. Enfin, nous généraliserons ces conclusions à partir de résultats du programme de recherches OPUR 2, couplés aux observations du bassin de Solvay.

1. Typologie et mode de fonctionnement des ouvrages de stockage/décantation

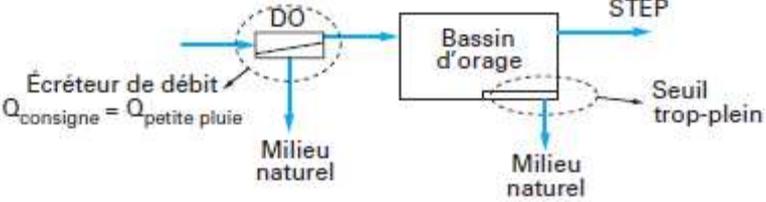
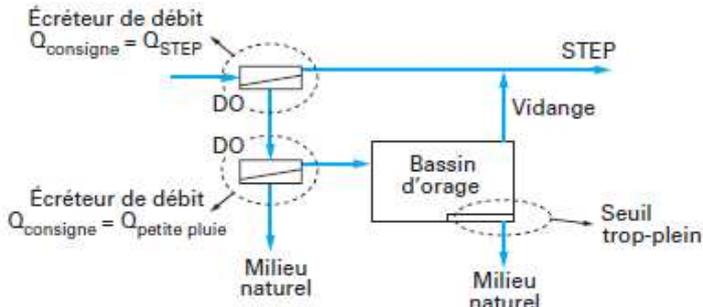
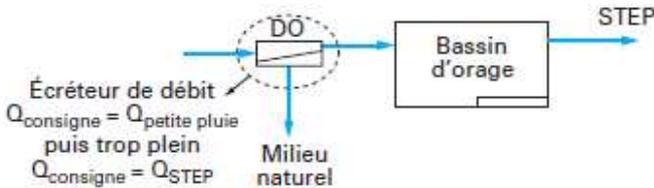
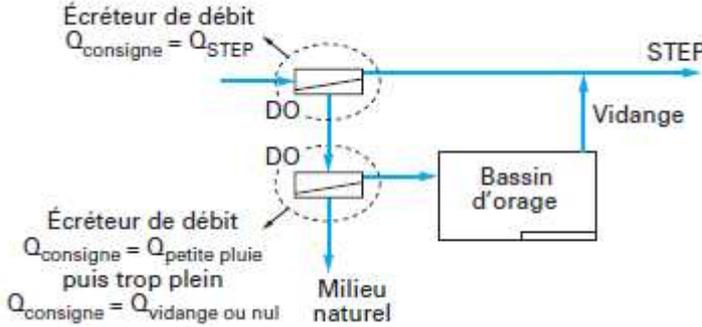
1.1. *Typologie des ouvrages*

Les ouvrages de stockage/décantation fonctionnent en temps de pluie lorsque les capacités de la station d'épuration (STEP) sont dépassées et qu'un volume supplémentaire doit être stocké et/ou traité pour éviter des inondations et la pollution du milieu récepteur.

Les différents types de bassins se distinguent en fonction de la position du ou des point(s) de déversement et de la façon dont le bassin est connecté au réseau. Les points de déversement vers le milieu naturel peuvent être situés à l'amont ou à l'aval. Lorsqu'il n'y a pas de point de déversement aval vers le milieu récepteur, on parle de **bassin piège** (Vazquez *et al.*, 2009) puisqu'en cas de remplissage partiel ou total du bassin, les effluents sont piégés dans le bassin jusqu'au retour des conditions de temps sec permettant la vidange vers la STEP. Lorsque le bassin possède un point de déversement aval, on le qualifie de **bassin de transit** car le gestionnaire peut, selon ses choix de gestion, autoriser un débit de sortie du bassin vers le milieu récepteur (Vazquez *et al.*, 2009). De même, selon les cas, une fois le retour à des conditions de temps sec, la vidange du bassin peut se faire entièrement ou partiellement vers la STEP ou le milieu naturel. On peut également distinguer les bassins à **connexion directe** des bassins à **connexion latérale**. Dans le premier cas, le bassin est traversé par la totalité des effluents de temps sec et reçoit également une partie du temps de pluie. Dans le cas d'une connexion latérale,

le bassin ne reçoit jamais les eaux de temps sec (Vazquez *et al.*, 2009). Le Tableau 25 permet de résumer ces différents cas de figure.

Tableau 25 : Typologie des ouvrages de stockage/décantation (Vazquez *et al.*, 2009)

<p>Bassin de transit à connexion directe</p>	<p>Effluents reçus Traversée permanente du temps sec Traversée d'une partie des eaux de temps de pluie</p>	<p>Points de déversements <u>Amont</u> : régulation du remplissage <u>Aval ou trop plein</u> : adaptation du mode de gestion inondation ou pollution</p>
<p>Vidange Vers la STEP après retour aux conditions de temps sec ou vers le milieu naturel</p>		
<p>Bassin de transit à connexion latérale</p>	<p>Effluents reçus Traversée des eaux de temps de pluie uniquement</p>	<p>Points de déversements <u>Amont</u> : régulation du remplissage <u>Aval ou trop plein</u> : adaptation du mode de gestion inondation ou pollution</p>
<p>Vidange Vers la STEP après retour aux conditions de temps sec ou vers le milieu naturel</p>		
<p>Bassin piège à connexion directe</p>	<p>Effluents reçus Traversée permanente du temps sec Traversée d'une partie des eaux de temps de pluie</p>	<p>Points de déversements <u>Amont</u> : régulation du remplissage et évacuation du trop plein</p>
<p>Vidange Vers la STEP après retour aux conditions de temps sec</p>		
<p>Bassin piège à connexion latérale</p>	<p>Effluents reçus Traversée des eaux de temps de pluie uniquement</p>	<p>Points de déversements <u>Amont</u> : régulation du remplissage et évacuation du trop plein</p>
<p>Vidange Vers la STEP après retour aux conditions de temps sec</p>		

1.2. *Deux modes de gestion : inondation ou pollution*

1.2.1. **La gestion en mode inondation**

Selon les modes de gestion, on distingue la gestion en mode inondation (ou rétention) et la gestion en mode pollution (ou décantation). Si l'objectif principal de gestion est la lutte contre les inondations, la stratégie sera uniquement quantitative et va consister à garder la plus grande capacité de stockage possible dans le bassin en imposant un débit de fuite important et des déversements dans le milieu naturel. Il s'agit donc de configurations de bassin de transit à connexion directe ou latérale (Tableau 25) qui permettent, grâce au point de déversement aval vers le milieu récepteur, de maintenir un débit de fuite assez élevé dans le bassin, qui joue alors seulement un rôle tampon d'évacuation des eaux vers le milieu récepteur. Ce mode de gestion ne va pas nous intéresser dans la suite de ce travail.

1.2.2. **La gestion en mode pollution**

Si l'objectif de gestion est de limiter la pollution du milieu récepteur, la stratégie sera au contraire d'utiliser les capacités de stockage et le pouvoir épurateur du bassin en gardant les effluents le plus longtemps possible dans le bassin. Dans ce cas, on distingue le stockage simple de la décantation. Dans le cas du stockage simple, les effluents retournent à la STEP après stockage. Il s'agit donc de configurations de bassins pièges à connexion directe ou latérale (Tableau 25). Une fois que le bassin est plein, il faut attendre le retour aux conditions de temps sec pour vider les effluents vers la STEP. De plus, les volumes excédentaires sont rejetés à l'amont. Lorsque le bassin est à connexion directe, il y a un débit traversier permanent correspondant au débit accepté en STEP : on parle de **décantation dynamique**. Lorsque le bassin est à connexion latérale, la décantation est au contraire **statique** car le bassin n'a pas de débit de fuite. Pour les configurations de bassin piège, la turbidité n'offre donc pas un grand intérêt car il y a peu de degrés de liberté pour la gestion : il faut attendre le retour des conditions de temps sec pour vider le bassin. La connaissance de la qualité à l'intérieur du bassin n'a alors qu'une valeur informative.

En revanche, l'utilisation de la turbidité revêt plus d'intérêt dans le cas des configurations de bassin de transit avec une gestion en mode pollution. Dans ce dernier cas, le bassin dispose d'un point de déversement aval vers le milieu naturel et il est possible d'avoir deux niveaux de vidange :

- une vidange des boues et des effluents concentrés vers la STEP,
- une vidange des effluents décantés vers le milieu naturel.

Lorsque le bassin de transit est utilisé en mode pollution, il fonctionne en réalité comme un bassin piège car l'idée est de laisser décanter les effluents et de ne pas avoir de débit de fuite vers le milieu naturel. En revanche, lorsque le niveau de décantation souhaité est atteint, contrairement au cas des bassins pièges, le déversoir aval du bassin piège permet d'évacuer directement les effluents décantés vers le milieu naturel. La turbidité pourrait alors être utilisée pour contrôler du niveau de décantation avant envoi vers le milieu naturel.

1.2.3. **Une gestion mixte**

Pour les configurations de bassin de transit, la régulation du débit de fuite vers le milieu naturel permet de passer d'un mode de pollution à un mode inondation en fonction du scénario de gestion choisi. C'est par exemple le cas du bassin de la Plaine en Seine-Saint-Denis qui reçoit des apports de surverses de réseaux unitaires et dont les effluents (en dehors des boues du fond) sont évacués vers la Seine, soit après un temps de décantation fixé sans débit de fuite, soit en maintenant un débit de fuite constant grâce à une vanne permettant une régulation entre 0 et 35

m³/s. La définition du mode de gestion dépend de la nature de la pluie et des cotes relevées dans les collecteurs d'amenée. Pour des pluies faibles, le remplissage du bassin est forcé afin de garantir une décantation des effluents. Pour les pluies plus importantes, le débit de fuite est régulé afin de délester les flux et éviter les inondations (Aires *et al.*, 2003; Breuil & Browne, 2003).

1.3. Les étapes de gestion

1.3.1. Le remplissage

La gestion du remplissage du bassin ne fait pas l'objet de ce chapitre. En effet, l'intérêt potentiel de la turbidité pour la gestion en temps réel des flux et notamment pour leur orientation vers la structure la plus adaptée fait l'objet du chapitre 5. Dans ce chapitre, l'objectif est d'analyser le potentiel de la turbidité pour contrôler la décantation une fois que le bassin est partiellement ou totalement rempli. La phase de remplissage sera traitée uniquement en termes de suivi de la qualité à l'intérieur du bassin et non en termes de choix du débit à admettre dans le bassin.

Le remplissage des bassins de stockage se fait souvent en plusieurs phases en fonction du volume de l'événement pluvieux. De plus en plus de bassins sont compartimentés de façon à réduire les coûts d'entretien et de maintenance. Dans ce cas, pour les pluies faibles, seul le premier compartiment est mobilisé. Puis, si une pluie plus importante se produit, le bassin se remplit par déversements successifs d'un compartiment dans un autre. C'est par exemple le cas du bassin de Solvay, qui va être étudié en détail dans la partie suivante ou des bassins de la Ferme de l'Hôpital dans le Val-de-Marne et de la Plaine en Seine-Saint-Denis. Il arrive fréquemment que chacun des compartiments ait un mode de gestion différent.

1.3.2. Contrôle et gestion de la décantation

Une fois le bassin partiellement ou totalement rempli, qu'il s'agisse de décantation dynamique avec un débit traversier (bassin à connexion directe) ou de décantation statique (bassin à connexion indirecte sans débit de fuite), les particules vont peu à peu décanter vers le fond en fonction de leur vitesse de chute. Toute la question pour les gestionnaires est d'évaluer au bout de combien de temps les effluents ont suffisamment décanté en regard des objectifs de qualité fixés. Pour la plupart des bassins, la stratégie de gestion est temporelle : un temps de séjour est fixé et on admet que les effluents peuvent être rejetés dans le milieu naturel après une durée de décantation donnée. Ce temps est déterminé pour garantir une décantation suffisante mais également pour éviter des temps de séjour trop longs des boues, sources de phénomènes anaérobies dans les bassins (Escaler *et al.*, 2005). Ce temps peut être fixé à partir de prélèvements permettant d'évaluer l'efficacité de décantation ou encore à l'aide de courbes de vitesses de chute. Par exemple, pour le bassin de la Plaine, le temps de décantation a été fixé à partir d'une hypothèse de vitesse de chute des particules de 1 m/h. Si le bassin se remplit sur une hauteur de 5 mètres, le temps de décantation sera donc de 5 heures. Cette temporisation est discutable car la valeur de 1 m/h est une valeur moyenne de V_{30} (V_{30} correspond à la valeur de vitesse de chute dépassée par 70 % en masse des particules) obtenue dans les premières études de vitesses de chute (Chebbo, 1992). Or, ces études avaient déjà noté une variabilité importante des vitesses de chute des effluents unitaires avec des valeurs minimales pouvant atteindre 0,06 m/h pour V_{20} (V_{20} correspond à la valeur de vitesse de chute dépassée par 80 % en masse des particules). De récentes études confirment ces résultats et mentionnent une valeur de V_{30} moyenne de 0,18 m/h pour les effluents unitaires de temps de pluie (Gromaire *et al.*, 2006). La décantation espérée n'est donc pas forcément effective avec ce système de temporisation.

Connaître en temps réel et en continu la concentration en MES grâce aux mesures de turbidité constitue une perspective intéressante pour la gestion de ce bassin. D'ailleurs, depuis quelques années, des projets de gestion de la décantation dans les bassins à l'aide de mesures en continu de turbidité ont été étudiés. L'idée est d'asservir le rejet vers le milieu naturel des eaux décantées de la couche supérieure du bassin à un seuil de turbidité. Ce type de gestion a été étudié pour des bassins à Sargelet-le-Mans dans la Sarthe (Aires *et al.*, 2003), à Valenton (bassin de la Ferme de l'Hôpital) et à Vitry dans le Val-de-Marne (Aires *et al.*, 2003; Pister *et al.*, 2003), à Bordeaux (Jacopin L'Azou & Bourgogne, 2003), à Bochum, en Allemagne (Gruning & Orth, 2002) ou encore à Nancy (Aires *et al.*, 2003). De même, dans la zone d'aménagement concertée (ZAC) Paris rive gauche, des turbidimètres ont été installés afin d'évaluer les rejets des effluents stockés dans des collecteurs (Bouchet, 2003). Ce type de dispositif permettrait de contrôler plus facilement le respect d'un seuil réglementaire de rejet, souvent fixé à 50 mg/l par les arrêtés préfectoraux (Aires *et al.*, 2003; Bouchet, 2003; Pister *et al.*, 2003).

Les turbidimètres permettant le contrôle de la décantation peuvent être installés selon deux méthodes :

- Une installation sur flotteur qui permet de suivre la qualité de la couche supérieure au fur et à mesure du remplissage ou de la vidange,
- Une installation à profondeur fixe, de préférence vers le fond, qui permet par exemple de contrôler l'avancement de la décantation au niveau de la limite entre couche vidangée vers la STEP et couche vidangée vers le milieu naturel pour les bassins de transit avec une double vidange.

1.3.3. La vidange

En général, pour activer la vidange d'un bassin, deux conditions doivent être respectées : le retour aux conditions de temps sec dans les collecteurs aval réceptionnant les eaux de temps sec et le respect du temps de décantation. La première condition s'applique à la vidange vers la STEP et pour la vidange des boues et des eaux chargées du fond du bassin en cas de double vidange. La seconde condition concerne le rejet vers le milieu naturel lorsque le dispositif prévoit d'envoyer les effluents décantés vers le milieu naturel, ce qui est le cas des réseaux séparatifs d'eaux pluviales mais également des bassins comme celui de la Plaine, réceptionnant des surverses d'effluents unitaires. Si un turbidimètre flottant est installé dans le bassin, il peut également permettre de contrôler la vitesse de vidange, en fonction des éventuelles remises en suspension de particules du fond. En effet, même si les effluents ont suffisamment décanté, les conditions hydrauliques de la vidange peuvent provoquer des remises en suspension de particules qui risquent d'être déversées dans le milieu naturel.

2. Variabilité des phases de décantation et de vidange du bassin de décantation de Solvay

2.1. Présentation du bassin de Solvay

2.1.1. Description

Le bassin de Solvay est situé en amont de l'agglomération de Maxéville dans la communauté urbaine de Nancy. Il s'agit d'un bassin enterré de deux compartiments avec un volume de stockage total de 2500 m³ (610 m³ pour le compartiment C1 et 1890 m³ pour le compartiment

C2). L'ouvrage reçoit un débit de pointe de $3 \text{ m}^3/\text{s}$ du réseau séparatif pluvial et régule un débit de vidange de $1,7 \text{ m}^3/\text{s}$ au maximum. Il a été conçu pour fonctionner en mode inondation ou en mode pollution selon le type d'événement pluvieux.

2.1.2. Fonctionnement théorique en mode pollution

Seul le premier compartiment C1 de remplissage peut fonctionner en mode dépollution. Lorsque la pluie n'est pas trop importante et que le compartiment C1 n'est pas rempli (la hauteur maximale dans le compartiment C1 est de 231 cm), le principe de fonctionnement est le suivant (Figure 77).

- (1) Lorsque la hauteur d'eau est suffisante dans le compartiment C1, la turbidité est prise en compte. L'utilisation de la mesure commence pour 21 cm d'eau dans le bassin.
- (2) Si la mesure est inférieure à 50 mg/l , la vanne eaux claires est ouverte et permet la vidange des eaux claires vers le réseau d'eaux pluviales et donc vers le milieu naturel. L'eau passe alors dans la fosse puis est évacuée par un débit régulé de $1 \text{ m}^3/\text{s}$.
- (3) Tous les quarts d'heure, une mesure est reprise pour vérifier si la turbidité n'augmente pas (si elle augmente, le point (5) est appliqué). Si la mesure continue à être inférieure à 50 mg/l , la vanne eaux claires reste ouverte jusqu'à un niveau de 21 cm dans le compartiment C1.
- (4) Une fois ce niveau atteint, la vanne d'eaux usées est activée pour permettre l'évacuation du fond du bassin et de la fosse vers le réseau d'eaux usées.
- (5) Si la mesure de turbidité est supérieure à 50 mg/l , les eaux continuent à être retenues pour continuer la décantation. Des mesures sont prises successivement toutes les 5 minutes. Si la turbidité devient inférieure 50 mg/l , on passe à l'étape (2).
- (6) Si au bout d'un temps maximal (laissé à l'appréciation du gestionnaire pour éviter des problèmes d'inondation en cas d'arrivée d'une seconde pluie), le niveau est toujours supérieur à 50 mg/l , le compartiment C1 est quand même vidé par ouverture de la vanne eaux claires jusqu'à un niveau de 21 cm puis par ouverture de la vanne eaux usées.

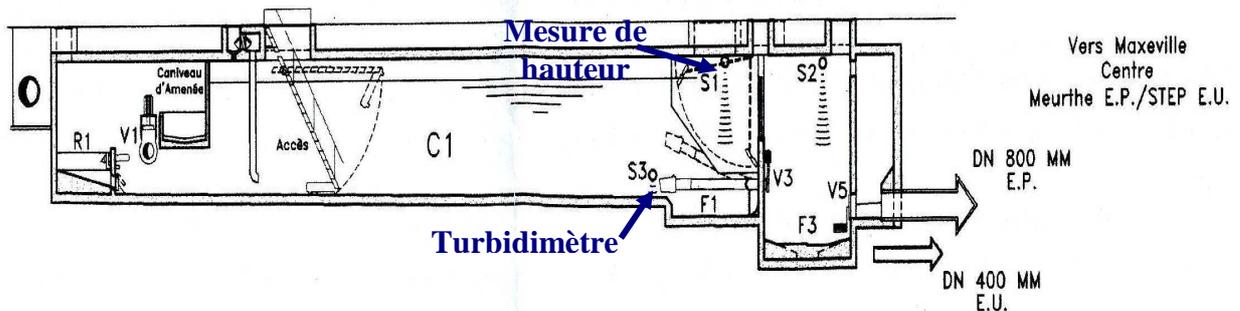


Figure 77 : Coupe longitudinale du compartiment C1 du bassin de Solvay

2.1.3. Fonctionnement théorique en mode inondations

Le second compartiment C2 fonctionne seulement en mode inondation. Il recueille les surverses du compartiment C1 et les envoie directement dans le milieu récepteur par l'intermédiaire d'une vanne permettant de maintenir un débit de fuite constant. Le fonctionnement est donc le suivant pour une pluie remplissant le compartiment C2 par surverse de C1, c'est-à-dire pour une hauteur d'eau dépassant 231 cm dans le compartiment C1 :

- Le compartiment C2 est vidé vers le milieu naturel au fur et à mesure de son remplissage par la vanne hydroslide par un débit régulé de $1 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Lorsque le niveau est redevenu suffisamment bas, une vanne eaux usées est ouverte pour permettre la vidange des eaux usées du fond du compartiment C2 vers le réseau d'eaux usées.
- Une fois que le compartiment C2 est vide, une mesure de turbidité est réalisée dans le compartiment C1 et, selon sa valeur, l'algorithme du paragraphe précédent, en mode pollution, est repris au point (2) ou (5) pour le compartiment C1.

2.1.4. Implantation du turbidimètre

La fosse à l'aval du compartiment C1 est équipée d'un turbidimètre permettant d'asservir la gestion de la décantation et de la vidange à un seuil de turbidité. Le turbidimètre est situé sur un flotteur relié à une vanne permettant d'évacuer les eaux vers le milieu naturel lorsque la mesure de turbidité est inférieure à 50 mg/l (l'affichage du turbidimètre a directement été réglé en mg/l pour une correspondance directe turbidité/paramètre polluant). Le turbidimètre mesure donc toujours les effluents de surface (Figure 77). Si la turbidité est trop élevée ou que la vidange provoque des remises en suspension, la vanne est fermée dans l'attente d'une décantation suffisante. En pratique, ce mode de gestion n'est pas toujours appliqué car ce bassin est très sensible à la pluviométrie et peut se remplir très vite. Par mesure de sécurité, les opérateurs ont tendance à le vider rapidement, sans attendre le seuil des 50 mg/l.

2.2. Illustration du fonctionnement pour 100 épisodes remplissage/décantation/vidange

2.2.1. Délimitation des épisodes

Bien que le mode de gestion « dépollution » ne soit pas toujours appliqué pour le bassin de Solvay, des phases de remplissage/décantation/vidange ont pu être isolées pour des événements pluvieux entre janvier 2001 et décembre 2006 à partir de séries de données de hauteurs d'eau et de turbidité au pas de temps de 5 minutes fournies par la communauté urbaine de Nancy. Sur 5 années de données, le travail a consisté à isoler des événements pluvieux exploitables pour lesquels la hauteur d'eau dans le bassin est restée constante suffisamment longtemps, c'est-à-dire avec une phase de décantation visible. Comme le turbidimètre est flottant, lorsque la hauteur d'eau reste constante, la profondeur du turbidimètre est également fixe et la mesure ne porte que sur les premiers centimètres sous la surface. La phase de décantation visible est relative à la tranche supérieure dans le bassin et les valeurs de turbidité en fond de bassin ne sont donc pas connues.

2.2.2. Qu'est-ce qu'un épisode remplissage/décantation/vidange ?

A partir des 6 années de données, 100 événements ont été isolés. La base de données est présentée en annexe F. La Figure 78 donne un exemple d'événement. Les valeurs particulières relevées sont :

- La valeur de la hauteur d'eau constante dans le bassin,
- La durée totale des 3 phases : remplissage, décantation statique à hauteur d'eau constante et vidange
- La durée de la phase de décantation à hauteur d'eau constante,
- La durée de la phase de remplissage,
- La turbidité initiale (première mesure disponible),

- La turbidité à la fin de la phase de remplissage, juste avant la phase où la hauteur d'eau reste constante dans le bassin,
- La turbidité avant la vidange,
- La présence ou non de perturbations pendant la phase de vidange.

L'élaboration d'une telle base de données permet de montrer l'intérêt du suivi en continu de la turbidité dans un ouvrage de dépollution. Les différentes phases de remplissage, décantation et vidange, délimitée grâce aux mesures de hauteurs d'eau, peuvent être clairement interprétées avec les mesures de turbidité au pas de temps de 5 minutes.

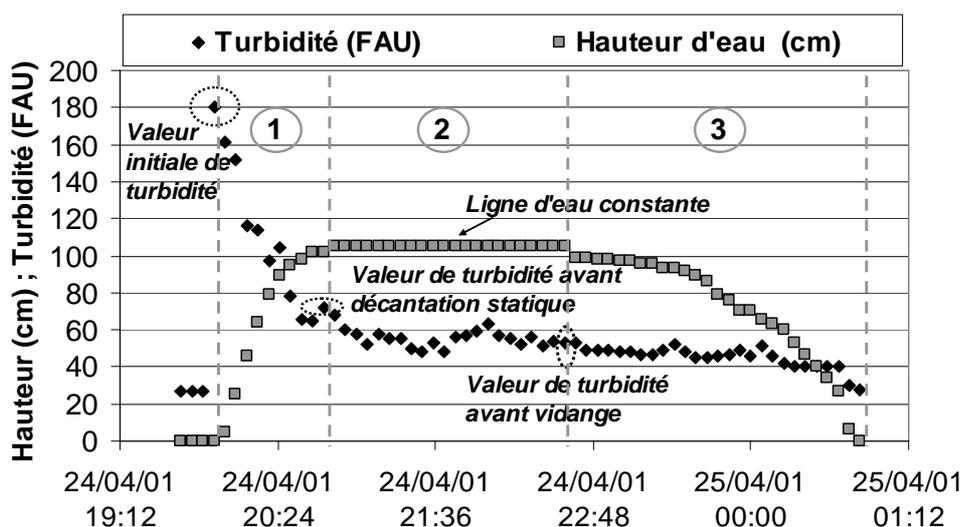


Figure 78 : Exemple d'événement de la base de données : 1=phase de remplissage ; 2=phase de décantation statique à hauteur d'eau constante ; 3=phase de vidange

2.2.3. Quelques valeurs clés

Le Tableau 26 donne des valeurs statistiques de turbidité juste avant la décantation statique, de la hauteur d'eau dans le bassin et du flux de décantation pendant la phase statique. Le flux de décantation est exprimé en FAU/min comme la différence entre la turbidité avant la décantation statique et la turbidité avant la vidange sur la durée de la phase de décantation. Le Tableau 26 montre une importante variabilité dans les valeurs initiales de turbidité c'est-à-dire dans la charge polluante apportée initialement. Le flux de décantation, qui correspond à la vitesse à laquelle cette charge diminue, est également très variable.

Tableau 26 : Principales valeurs de la base de données sur la décantation dans le bassin de Solvay

	Hauteur d'eau (cm)	Turbidité avant décantation statique (FAU)	Flux de décantation statique (FAU/min)
minimum	31	35	0,00
d10	87	68	0,10
médiane	152	85	0,19
d90	168	113	0,29
maximum	231	196	1,14

2.3. Comportement du bassin à la fin de la décantation et pendant la vidange

Les phases de vidange sont difficiles à analyser en raison de leurs courtes durées. Lorsque la turbidité est suffisamment basse, la vidange a lieu à partir de la prise d'eau flottante pour la majeure partie des eaux du bassin (seuls les 21 cm du fond sont vidangés par le fond vers le réseau d'eaux usées). Sur les 100 événements sélectionnés, 33 événements, soit un tiers, présentent des phénomènes de perturbations et de remises en suspension à la fin de la phase de décantation et au début de la phase de vidange. Ces phénomènes sont plus ou moins importants. Ils peuvent être liés à des perturbations hydrauliques, à la remobilisation de particules du fond ou de la fosse à boues. Parfois, la remise en suspension commence dès la phase de décantation statique. Aucune typologie fine de ces phénomènes n'a été établie, l'objectif de la thèse n'étant pas le suivi de ces phénomènes. La Figure 79 montre simplement 4 exemples de phénomènes assez différents pouvant être observés mais il existe encore d'autres types de comportements parmi les épisodes étudiés.

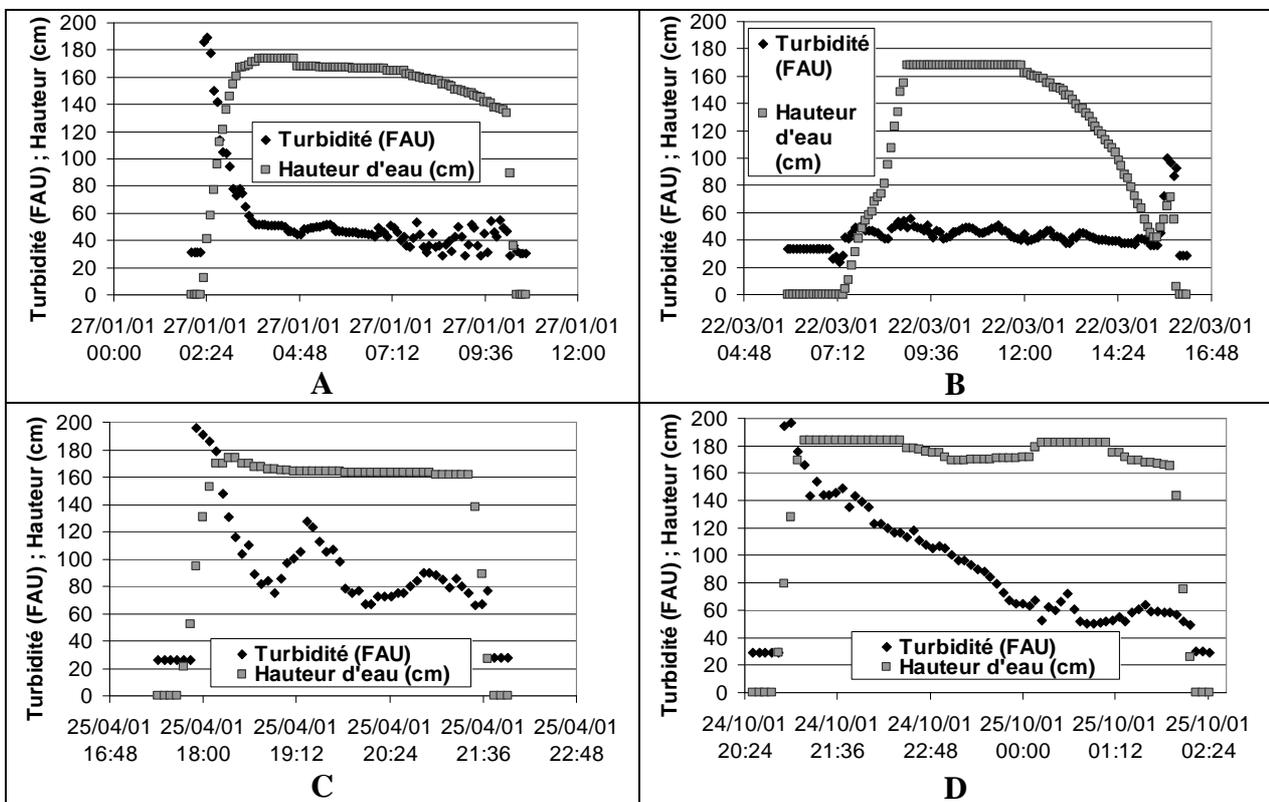


Figure 79 : Exemple de comportement au cours des phases de décantation statique et de remise en suspension

Dans le cas A, la remise en suspension lors de la vidange est nette mais d'amplitude relativement faible. Dans le cas B, en dehors de quelques variations faibles, la turbidité reste stable, sans remise en suspension mais sans décantation véritable. A la fin de l'événement, la ligne d'eau remonte d'une trentaine de centimètres après la vidange (certainement en raison d'un nouvel apport d'eaux pluviales dans le bassin), ce qui entraîne une nouvelle augmentation du niveau de turbidité. Dans le cas C, d'importantes variations de niveaux de turbidité ont lieu au cours de la phase de décantation statique alors que la ligne d'eau est quasiment constante. Ce phénomène est surprenant d'autant que les données ne permettent pas d'identifier une perturbation hydraulique pouvant causer ces remises en suspension. Dans le cas D, la décantation est nette et rapide. En

dehors du cas B, les exemples choisis présentent des concentrations initiales élevées. La variabilité de comportements se manifeste aussi pour des concentrations initiales faibles.

Les variations de la turbidité au cours de la phase de vidange montrent que la vidange des bassins est une phase délicate qui peut remobiliser les polluants déposés en fond de bassin. Le suivi en continu de la turbidité peut permettre à la fois de limiter ces phénomènes (en ralentissant la vitesse de vidange par exemple) et de mieux les comprendre en donnant l'évolution des concentrations pendant toute la phase de vidange.

3. Mise en évidence de la variabilité de l'efficacité de la décantation avec les mesures de turbidité

3.1. Variabilité des courbes de vitesses de chute

3.1.1. Courbes de vitesses de chute issues du programme OPUR 2

La pollution dans les réseaux est reconnue comme majoritairement particulaire (Chebbo *et al.*, 1995; Gasperi *et al.*, 2006a). La décantabilité des particules tout comme la répartition des polluants sur ces mêmes particules sont variables. La nécessité de mieux connaître ces phénomènes a conduit au développement de protocoles expérimentaux pour caractériser les vitesses de sédimentation des MES et la distribution des polluants par classe de vitesses de chute (Gromaire *et al.*, 2006). Les protocoles VICAS et VICPOL ont ainsi été développés au LEESU afin de mesurer des vitesses de sédimentation sur des effluents bruts, sans modification de l'échantillon et avec une simplicité de mise en œuvre (Gromaire *et al.*, 2006). Ces deux protocoles s'appuient sur des mesures de décantation en colonne, en eau calme et selon un principe de suspension homogène. Au cours de la phase 2 du programme OPUR, les vitesses de sédimentation des MES des effluents unitaires de temps de pluie ont été mesurées sur 32 échantillons moyens issus des exutoires des différents bassins versants (Gromaire *et al.*, 2006). Le Tableau 27 récapitule les principaux résultats des campagnes d'échantillonnages et de mesures de vitesses de chute pour les MES en 2004 et 2005. Il montre une variabilité importante des valeurs de vitesses de chute.

Tableau 27 : Ordre de grandeur des concentrations initiales en MES et des vitesses de chutes dans les effluents unitaires de temps de pluie d'après OPUR 2004-2005 (Gromaire *et al.*, 2006)

Concentration initiale en MES de l'échantillon moyen (mg/l)	Vitesse de chute V30 ⁽¹⁾ (m/h)	Vitesse de chute V50 ⁽²⁾ (m/h)
288	0,18	0,86
154-509 ⁽³⁾	0,036-0,36 ⁽⁴⁾	0,32-2,09 ⁽⁴⁾

⁽¹⁾Valeur de vitesse de chute dépassée par 70 % en masse des particules

⁽²⁾Valeur de vitesse de chute dépassée par 50 % en masse des particules

⁽³⁾**Médiane** ; Minimum – Maximum

⁽⁴⁾**Médiane** ; d10 – d90

3.1.2. Un lien faible entre concentration initiale et valeur de vitesse de chute

Les résultats d'OPUR 2 montrent une corrélation faible entre les valeurs de vitesses de chute (V_{30} ou V_{50}) et la concentration initiale (Figure 80). Globalement, plus la concentration initiale est élevée et plus la vitesse de chute est grande mais avec une importante dispersion. Pour une concentration initiale comprise entre 280 et 320 mg/l, la vitesse V_{30} varie entre 0,08 et 0,42 m/h et la vitesse V_{50} entre 0,61 et 2,09 m/h.

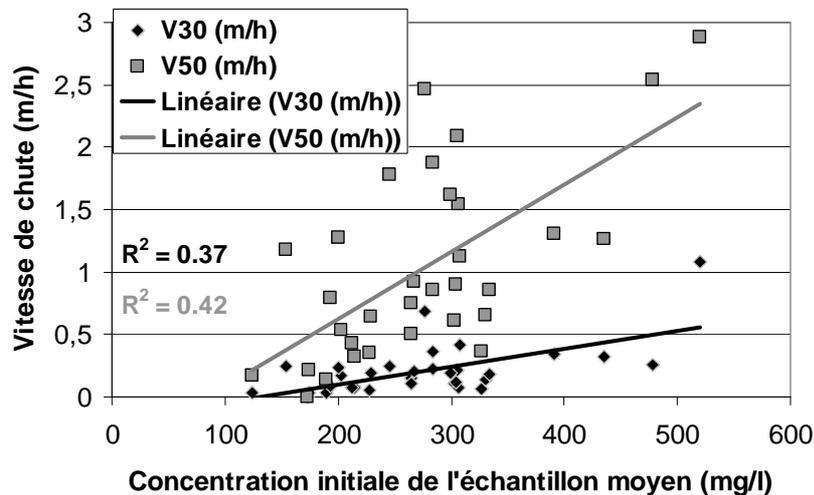


Figure 80 : Relation entre concentration initiale en MES dans l'échantillon moyen et les vitesses de chute V_{30} et V_{50} pour 32 échantillons de réseaux unitaires de temps de pluie (Campagne OPUR 2 - 2004-2005)

3.2. Variation de l'efficacité de décantation dans le bassin de Solvay

3.2.1. Un lien faible entre concentration initiale et efficacité de décantation

Le Tableau 26 a montré une forte variation des valeurs de flux de décantation et de turbidité avant la phase de décantation statique pour le bassin de Solvay. La Figure 81 montre que ces deux paramètres sont peu corrélés. La valeur de flux de décantation représente une efficacité de décantation car elle donne une différence de concentration entre le début et la fin de la phase de décantation, pour un même volume, pendant une durée fixée. Cette efficacité de décantation variable selon l'événement considéré, est liée à la variabilité des vitesses de chute des particules qui caractérisent la décantabilité des particules et ont un impact direct sur l'efficacité.

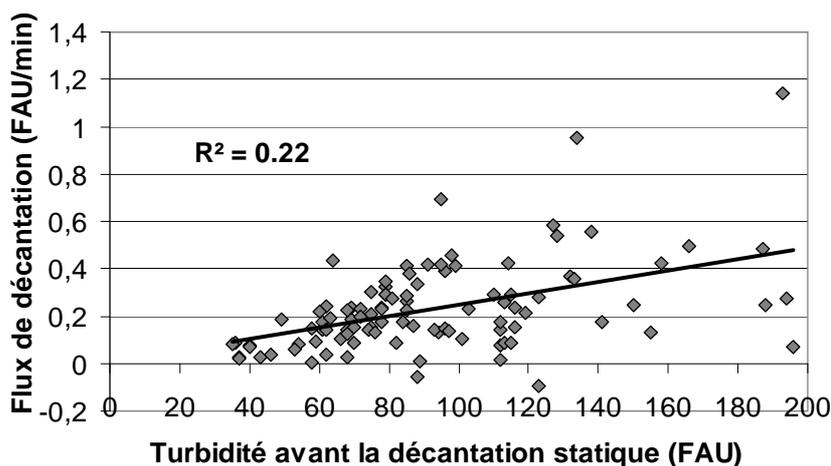


Figure 81 : Lien entre la turbidité avant la décantation statique et le flux de décantation pour les 100 épisodes du bassin de Solvay

3.2.2. Variabilité des concentrations rejetées pour une durée de décantation fixe

Afin de montrer plus finement le potentiel d'utilisation de la turbidité par rapport à une temporisation fixe, les valeurs de turbidité obtenues dans le bassin de Solvay au bout d'une, deux et trois heures de décantation statique ont été relevées. Le Tableau 28 donne les valeurs médianes, maximales et minimales obtenues. Ce tableau montre que la dispersion ne diminue pas même au bout de 3 heures de décantation. Pour un objectif de concentration de rejet fixé, le temps de décantation nécessaire au respect de cet objectif variera beaucoup d'une pluie à l'autre.

Tableau 28 : Valeurs de turbidité après un temps de décantation fixé dans le bassin de Solvay

	Turbidité avant décantation (FAU)	Turbidité après 1h00 de décantation (FAU)	Turbidité après 2h00 de décantation (FAU)	Turbidité après 3h00 de décantation (FAU)
Minimum	35	29	24	37
Médiane	85	69	68	57
Maximum	196	192	183	175
Nombre d'événements utilisés	100	100	51	17

Les valeurs de turbidité obtenues au bout des temps d'une, deux ou trois heures dépendent nettement de la concentration initiale (Figure 82). La pente de chacune des droites de la Figure 82 représente la concentration finale sur la concentration initiale (ou la masse finale sur la masse initiale car on est à volume constant). Le rendement de décantation (ou l'efficacité) peut donc être déduit de la pente des droites selon $r = 1 - \text{masse finale} / \text{masse initiale} = 1 - \text{pente}$.

La Figure 82 montre que le rendement augmente avec la durée de décantation mais qu'il devient moins prévisible car le coefficient de corrélation diminue avec le temps de décantation.

Le rendement est de l'ordre de 22 % à une heure, de 38 % à 2 heures et de 49 % à 3 heures. Cela peut paraître à première vue très faible, d'autant que les mesures ne portent que sur la couche supérieure du bassin, mais ces valeurs doivent être nuancées car elles ont été obtenues à partir de mesures de turbidité et le lien entre turbidité et MES peut varier au cours de la décantation.

Par conséquent, la valeur initiale de turbidité ne permet pas de déterminer vraiment ce qui va se passer à un horizon temporel supérieur à deux heures. Ces résultats montrent que fixer une

temporisation n'est pas un mode de gestion optimal. En effet, les concentrations initiales en polluants et leurs vitesses de décantation varient fortement de sorte que pour un même temps de décantation, les concentrations de sortie peuvent être très différentes.

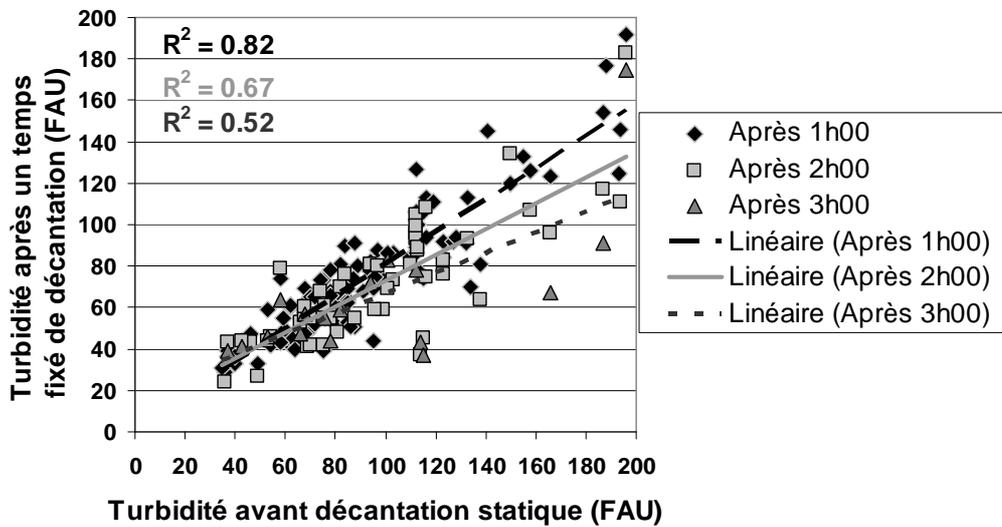


Figure 82 : Lien entre la valeur de turbidité avant la phase de décantation statique et celles obtenues au bout des temps 1, 2 et 3 heures pour les épisodes du bassin de Solvay

4. Bilan de l'utilisation de la turbidité dans la gestion des phases de décantation et de vidange

Ce chapitre a mis en évidence les besoins en matière de gestion des ouvrages de décantation. La lutte contre la pollution des milieux récepteurs par les rejets urbains de temps de pluie passe souvent par la décantation des effluents unitaires ou des eaux pluviales dans des ouvrages de stockage. La gestion du temps de décantation est une question cruciale encore mal maîtrisée en raison de la variabilité de la nature des effluents stockés et de leurs vitesses de sédimentation. L'utilisation de turbidimètres semble être un outil prometteur qui permettrait de suivre en continu et en temps réel l'évolution des concentrations.

Cela permettrait de mieux gérer le temps de décantation et la concentration rejetée et de contrôler la vidange en temps réel. Certaines questions nécessitent néanmoins encore des travaux de recherche importants comme la relation entre paramètres polluants et turbidité. Si les relations entre MES et turbidité sont relativement stables pour des effluents unitaires en collecteur, elles peuvent être beaucoup plus variables au cours de la décantation. En effet, au fur et à mesure de la décantation, la nature des particules change (taille, granulométrie etc.) et cela influence notablement le lien entre turbidité et MES. L'utilisation de la turbidité pour la gestion des ouvrages de stockage nécessite donc de s'intéresser à l'évolution de la relation entre paramètre optique et paramètre polluant au cours de la décantation.

Conclusions de la partie II

Cette partie a permis de montrer l'intérêt potentiel de l'utilisation de mesures en continu de turbidité pour la gestion des flux polluants. Le suivi à pas de temps fin de la turbidité permet d'avoir une vision détaillée de la pollution particulaire, qu'il s'agisse de concentrations ou de distributions de masses, en temps sec, comme en temps de pluie. Dans le cas des ouvrages de stockage, la turbidité permet de suivre précisément la qualité des effluents pendant les phases de remplissage, de décantation statique ou dynamique et pendant la phase de vidange.

La mise en oeuvre de la turbidité sur les sites unitaires des Quais et de Clichy a permis de mieux caractériser la variabilité des concentrations et de la distribution de la masse de polluants par temps de pluie et également de montrer l'impact de la variabilité du temps sec sur la variabilité globale de temps de pluie. La variabilité a été appréhendée à travers l'établissement de typologies en concentrations et en distributions de masse. Ces typologies se sont révélées peu explicables par des paramètres classiquement utilisés dans les études tels que la durée de temps sec ayant précédé l'événement ou encore la pointe de débit.

La mise en évidence de la variabilité des concentrations a permis de montrer l'intérêt potentiel de l'utilisation de mesures en continu de turbidité pour évaluer les flux de polluants par rapport à l'utilisation d'une concentration moyenne.

La mise en évidence de la variabilité de la distribution de la masse a montré l'intérêt potentiel de stratégies de gestion en temps réel fondées sur la qualité plutôt que sur le débit seul.

Toutefois, la variabilité observée semble liée à des phénomènes physiques non aléatoires comme le prouve la forte similitude entre les deux sites observée par temps de pluie, aussi bien en concentration qu'en distribution de masse. Ces résultats sont encourageants pour la modélisation des phénomènes de transports de polluants en réseau d'assainissement. Les modèles actuels de transport de polluants, jugés comme peu prédictifs (Kanso *et al.*, 2005) pourraient donc être améliorés grâce aux mesures de turbidité qui fournissent simultanément :

- une meilleure connaissance des processus,
- des données de calage.

Dans le cas particulier des mesures de turbidité en ouvrage de stockage/décantation, la turbidité constitue un bon indicateur de la variabilité des flux de décantation et des vitesses de chute des particules. Même si le lien entre MES et turbidité reste encore à établir au cours des phases de décantation, l'exploitation des données du bassin de Solvay a montré l'intérêt d'une gestion sur seuil de qualité plutôt qu'une gestion temporelle, rendue moins efficace par la variabilité de la décantabilité des particules d'un événement à un autre.



Partie III

Evaluation des flux de MES et de DCO à partir de mesures en continu de turbidité : sensibilité aux données de calibration

« On mesure l'intelligence d'un individu à la quantité d'incertitudes qu'il est capable de supporter. »

Emmanuel Kant

Introduction

Les dispositions réglementaires relatives à l'autosurveillance des réseaux imposent l'estimation des flux de MES et de DCO rejetés au niveau des déversoirs d'orage les plus importants. Une enquête auprès des gestionnaires de réseaux a permis d'identifier trois méthodes couramment utilisées pour l'évaluation de flux polluants (Gromaire *et al.*, 2002).

- La méthode de la concentration caractéristique,
- La méthode de la concentration moyenne événementielle,
- Une approche détaillée par des modèles conceptuels et déterministes.

La méthode la plus simple consiste à affecter une concentration moyenne caractéristique pour un polluant à l'ensemble du bassin versant concerné (Mourad, 2005). La masse de polluants ayant transité sur une période donnée est calculée en multipliant la concentration moyenne par le volume d'effluent correspondant à cette période. Cette méthode est la plus répandue et concerne 43 % des études (Gromaire *et al.*, 2002). L'inconvénient majeur de cette méthode est le choix de la concentration caractéristique dont les valeurs données dans la littérature varient beaucoup (Mourad, 2005).

A partir de l'échantillonnage en MES et DCO de plus de 60 pluies sur le bassin versant du Marais à Paris entre 1996 et 1997, une étude a montré qu'il faut disposer d'une trentaine d'événements pluvieux pour atteindre un niveau d'incertitude de ± 25 % sur l'évaluation des flux annuels. Dans 50 % des cas, les gestionnaires disposent de seulement 5 événements pluvieux (Gromaire-Mertz *et al.*, 1998; Mourad, 2005).

Les deux autres méthodes sont plus précises mais moins évidentes à mettre en œuvre et donc moins utilisées. La méthode de la concentration moyenne événementielle consiste à évaluer des concentrations à l'échelle de l'événement pluvieux à l'aide de modèles de régressions multiples (Mourad, 2005). La dernière méthode s'appuie sur l'utilisation de modèles conceptuels et déterministes pour calculer les flux de polluants, ces modèles étant difficile à calibrer (Mourad, 2005).

Le calcul des flux polluants – MES et DCO notamment – à l'échelle annuelle ou de l'événement pluvieux est donc affecté de nombreuses incertitudes (Mourad, 2005; Mourad *et al.*, 2005b). La variabilité inter-événementielle des concentrations de temps de pluie, mise en évidence dans le chapitre 4 de la partie II, ne permet pas de calculer un flux annuel précisément avec une valeur moyenne estimée par seulement quelques événements.

Nous proposons donc une méthode alternative utilisant des mesures en continu de turbidité pour évaluer des flux de MES et de DCO. Cette application sera abordée en relation avec les données de calibration c'est-à-dire avec les relations liant paramètre polluant et turbidité. De nombreuses études ont mis en évidence des liens entre turbidité et MES et entre turbidité et DCO dans les réseaux d'assainissement (Deletic & Maksimovic, 1998; Fletcher & Deletic, 2007; Mels *et al.*, 2004; Ruban *et al.*, 2001). Les données de calibration jouent un rôle central dans le calcul des flux polluants et surtout dans l'évaluation des incertitudes affectant ce calcul. Il s'agit en effet de déterminer l'effort de calibration nécessaire pour obtenir une meilleure précision que les méthodes traditionnelles dans l'évaluation des flux. La méthodologie de calcul des flux de polluants (MES et DCO) à partir des mesures en continu de turbidité sera présentée dans le chapitre 8. Le chapitre 9 donne les résultats des calculs des flux et de leurs incertitudes en fonction des données de calibration. L'objectif est d'analyser la sensibilité des incertitudes au nombre et à la variabilité des données de calibration.

Chapitre 8. Méthodologie de calcul des flux polluants et des incertitudes associées à partir de mesures de turbidité

Ce chapitre a pour objectif de détailler la méthodologie de calcul des flux de polluants (MES et DCO) à l'échelle annuelle et événementielle à partir de mesures en continu de turbidité. Dans un premier temps, les principes théoriques de calcul de flux et de leurs différentes sources d'incertitudes sont rappelés. Puis, ce chapitre détaille les étapes des simulations de Monte-Carlo utilisées pour effectuer les différentes évaluations depuis la construction d'une référence utilisant tous les jeux de données jusqu'à la simulation de la dégradation des jeux de données.

1. Origine et calcul des incertitudes

1.1. *Intégration d'un signal échantillonné à pas de temps court*

1.1.1. Particularités des mesures en hydrologie urbaine

Calculer des flux sur une échelle temporelle donnée nécessite d'intégrer les données nécessaires au calcul, acquises à pas de temps courts et fixes. Si l'on dispose d'un an de données de débit au pas de temps de 5 minutes sur un déversoir, le volume total annuel déversé sera calculé en sommant toutes les valeurs au pas de temps de 5 minutes sur l'année considérée. Calculer une grandeur intégrée dans le temps ne suffit pas : il faut également évaluer l'incertitude affectant cette valeur. Certaines particularités des mesures d'hydrologie urbaine peuvent rendre l'analyse des sources d'erreurs complexe (Joannis & Bertrand-Krajewski, 2009) :

- Les grandeurs physiques mesurées évoluent constamment dans le temps de sorte que la répétabilité ne peut pas être évaluée directement.
- Les erreurs aléatoires se superposent à des variations temporelles réelles du signal et à des hétérogénéités spatiales. Les fluctuations à des échelles de temps de l'ordre de la seconde sont donc difficilement interprétables.
- Les contraintes d'installation *in situ* rendent les erreurs systématiques plus difficiles à contrôler.

1.1.2. Coexistence de plusieurs échelles de temps

Dans le calcul des incertitudes sur des séries chronologiques de mesures, deux échelles de temps doivent être distinguées (Joannis & Bertrand-Krajewski, 2009) :

- L'échelle de l'acquisition,
- L'échelle de l'analyse. Dans le cas de l'évaluation de flux de polluants, deux échelles peuvent être retenues, l'échelle annuelle et l'échelle événementielle.

L'échelle de temps intervient dans les calculs d'incertitudes car les différents types d'erreurs ont des importances relatives différentes et se compensent plus ou moins selon l'échelle de temps considérée. Il est également important de tenir compte des phénomènes de corrélation des erreurs entre les pas de temps successifs.

1.2. Calcul des incertitudes sur des valeurs intégrées

1.2.1. Principe des calculs

Ce paragraphe s'appuie sur un article relatif aux incertitudes sur des valeurs intégrées en hydrologie urbaine (Joannis & Bertrand-Krajewski, 2009).

Posons :

- $y = f(x_1, x_1, \dots, x_i, \dots, x_N)$, l'estimation d'un mesurande Y résultant d'un calcul portant sur les valeurs mesurées x_i .
- $u(x_i)$, l'incertitude type **d'erreur** sur x_i
- $u(x_i, x_j)$, la covariance **des erreurs** des estimations x_i et x_j des grandeurs X_i et X_j .

Dans la majorité des cas, les variances d'erreurs sont égales aux variances des valeurs mesurées (Joannis & Bertrand-Krajewski, 2009). La formule donnant la variance composée de y est donnée selon la norme NF EN 13005 par (Joannis & Bertrand-Krajewski, 2009) :

$$u_C^2(y) = \sum_{i=1}^N \frac{\partial f}{\partial x_i} u^2(x_i) + 2 \sum_{i=1}^{N-1} \sum_{j=i+1}^N \frac{\partial f}{\partial x_i} \cdot \frac{\partial f}{\partial x_j} \cdot u(x_i, x_j) \quad (1)$$

Si y est une grandeur intégrée estimée par la somme des valeurs mesurées x_i , l'expression précédente se simplifie :

Si $y = \sum_{i=1}^N x_i$ alors $\frac{\partial f}{\partial x_i} = 1$ et

$$u_C^2(y) = \sum_{i=1}^N u^2(x_i) + 2 \sum_{i=1}^{N-1} \sum_{j=i+1}^N u(x_i, x_j) \quad (2)$$

L'application de cette formule pour le calcul des flux de polluants à partir de mesures en continu de turbidité pose un double problème.

- Les x_i sont les estimations successives $x(t_i)$ de la grandeur continue $X(t)$ qui évolue au cours du temps. **La variance des erreurs n'est donc pas égale à la variance des valeurs.**
- Le flux se calcule comme une somme de produit entre concentration C_i et débit Q_i .

Si $y = \sum_{i=1}^N C_i \cdot Q_i$ alors $\frac{\partial f}{\partial C_i} = Q_i$ et

$$u_C^2(y) = \sum_{i=1}^N Q_i \cdot u^2(x_i) + 2 \sum_{i=1}^{N-1} \sum_{j=i+1}^N Q_i \cdot Q_j \cdot u(C_i, C_j) \quad (3)$$

La complexité s'accroît encore si l'on tient compte simultanément des erreurs sur le débit. Des termes relatifs au produit croisé des dérivées doivent être ajoutés car $\frac{\partial f}{\partial x_i} = Q_i \cdot \frac{\partial f}{\partial C_i} + C_i \cdot \frac{\partial f}{\partial Q_i}$.

Deux sources d'incertitudes type d'erreur sur x_i peuvent être distinguées :

- Les erreurs aléatoires,
- Les erreurs systématiques.

1.2.2. Evaluation des erreurs aléatoires

L'erreur aléatoire représente la répétabilité. Elle peut être évaluée à partir de la dispersion des lectures, à condition de neutraliser la tendance issue du signal utile. On mesure cette dispersion sur des périodes suffisamment courtes pour que le signal utile soit *a priori* stable. Différentes études ont montré que pour la plupart des grandeurs mesurées en hydrologie urbaine, les covariances entre différentes lectures successives, représentatives du même mesurande, étaient en pratique négligeables, dès que le pas de lecture était supérieur à quelques secondes (Joannis & Bertrand-Krajewski, 2009).

Les erreurs aléatoires peuvent donc être considérées comme totalement décorrélées. Dans la formule (2), le terme $u(x_i, x_j)$ est donc nul. Sous cette hypothèse, la variance aléatoire sur une somme calculée à partir de l'échantillonnage de N mesures se calcule en sommant les N variances d'erreur aléatoire affectant chacune des mesures (Joannis & Bertrand-Krajewski, 2009). Si ces variances sont toutes égales, l'incertitude sur la somme est égale à l'incertitude sur une valeur divisée par racine de n (formule 4). La formule (4) nous sera utile lors de la comparaison des erreurs aléatoires à l'échelle événementielle et à l'échelle annuelle.

$$u_c^2(y) = \sum_{i=1}^N u^2(x_i) = N \cdot u^2(x_i) \quad (4)$$

Si $u(x_i)$ n'est pas constant ou que l'on tient simultanément compte des erreurs sur le débit et sur la concentration, les formules (2) et (3) sont difficile à manier de façon littérale. Nous calculerons donc les erreurs aléatoires à partir de simulations de Monte-Carlo.

La Figure 83 est construite à partir de l'expérience d'acquisition rapide au pas de temps de 2,3 secondes effectuée sur le site des Quais (cf. le chapitre 3). Cette figure permet de vérifier l'absence d'autocorrélation entre les lectures successives de turbidité acquises à pas de temps rapide à l'échelle de l'enregistrement. L'hypothèse de décorrélation totale des erreurs aléatoires sur la turbidité est donc vérifiée pour un échantillonnage à un pas de temps de l'ordre de la minute.

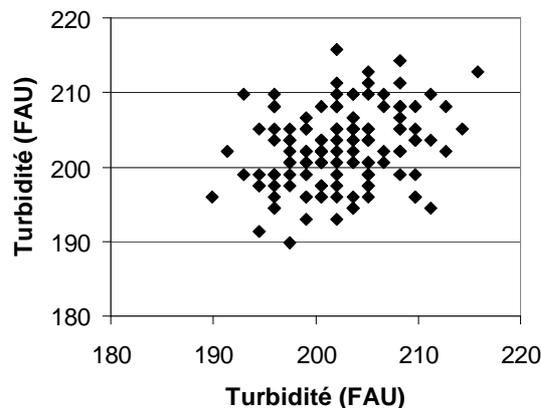


Figure 83 : Valeurs successives de turbidité acquises toutes les 2,3 secondes sur le site des Quais (turbidimètre 1), pendant 5 minutes

1.2.3. Evaluation des erreurs systématiques

Les erreurs systématiques peuvent avoir plusieurs origines. Il peut s'agir d'erreurs d'étalonnage, d'erreurs de dérive, d'erreurs liées à des facteurs d'influence ou dues à des particularités du point de mesure (une géométrie particulière par exemple). Dans le cas des mesures en continu de turbidité, il faut distinguer deux types de relations d'étalonnage :

- L'étalonnage de la sonde qui permet de relier la sortie 4-20 mA de l'appareil à des suspensions d'étalons de formazine,
- La relation qui lie la turbidité aux paramètres polluants de DCO et de MES.

L'étalonnage des capteurs avec des étalons de formazine est développé au chapitre 1 (partie I). Il a été montré que les incertitudes d'étalonnage étaient faibles. Ces incertitudes peuvent donc être prises en compte en les majorant selon la formule (5). En effet, par définition, $u(x_i, x_j) = u(x_i) \cdot u(x_j) \cdot r(x_i, x_j)$ où $r(x_i, x_j)$ est le coefficient de corrélation entre x_i et x_j . En première approche, les covariances entre les erreurs systématiques affectant plusieurs lectures successives peuvent être considérées comme proches du maximum. Dans ce cas, $r(x_i, x_j) = 1$ et dans la formule (2), le terme $u(x_i, x_j)$ vaut donc $u(x_i) \cdot u(x_j)$.

Sous cette hypothèse, si les variances sont toutes égales, un majorant de la variance systématique de la somme de N valeurs est obtenu en multipliant par N^2 la variance systématique affectant chacun des éléments de la somme (Joannis & Bertrand-Krajewski, 2009).

$$u_c^2(y) = \sum_{i=1}^N u^2(x_i) + 2 \sum_{i=1}^{N-1} \sum_{j=i+1}^N u^2(x_i) = N^2 u(x_i) \quad (5)$$

Le cas des relations entre turbidité et paramètre polluants est différent. En effet, les relations entre turbidité et paramètres polluants présentent une variabilité plus importante que l'étalonnage de la sonde. Elles sont influencées par la nature des particules et donc par l'événement pluvieux. La majoration des incertitudes risque de nous placer dans un cas très défavorable. De plus, l'identification du terme de covariance $u(x_i, x_j)$ est complexe car les erreurs systématiques ont plusieurs origines :

- Les erreurs sur les paramètres des relations liant turbidité et concentration en paramètre polluants pour un événement pluvieux donné,
- Les erreurs sur le modèle de régression,
- Les erreurs liées à la quantité de données de calibration et à leur dispersion d'un événement pluvieux à un autre.

Enfin, même si l'on pouvait identifier chaque terme $u(x_i, x_j)$, l'utilisation de la formule (2) nécessiterait le calcul de plus de 2 milliards de covariances pour l'évaluation de flux annuels à partir de mesures de turbidité échantillonnées toutes les minutes. Les erreurs systématiques seront donc évaluées avec des simulations de Monte Carlo.

2. Conséquences méthodologiques des particularités des données

2.1. *Calibration de la turbidité*

2.1.1. **Limites des méthodes classiques d'évaluation des flux**

En raison des coûts et du personnel nécessaire, le nombre de campagnes de mesures réalisées pour l'évaluation des flux annuels de temps de pluie est souvent faible, ce qui génère de nombreuses incertitudes (Mourad, 2005; Mourad *et al.*, 2005a). De plus, chaque événement échantillonné n'est lui-même représenté que par un nombre limité de points, 24 dans le meilleur des cas, ce qui correspond au nombre de flacons de prélèvement des appareils. Il peut être nécessaire d'avoir une description plus fine de la variabilité intra-événementielle des flux (Fletcher & Deletic, 2007). L'utilisation de mesures en continu de turbidité pour évaluer des flux de MES et de DCO s'affranchit de ces problèmes puisque des mesures en continu de turbidité à pas de temps court (1 minute par exemple) peuvent être obtenues sur une année complète. Il faut par contre établir un lien entre turbidité et paramètre polluant, MES ou DCO, dans notre cas.

2.1.2. **Calibration turbidité/MES et turbidité/DCO**

L'utilisation de mesures en continu de turbidité pour évaluer des flux de polluants a été mise en œuvre en estuaires (Suk *et al.*, 1998, 1999), en rivières (Mano *et al.*, 2008; Minella *et al.*, 2008; Old *et al.*, 2003; Wass *et al.*, 1997) et plus rarement en réseau d'assainissement (Fletcher & Deletic, 2007). Pour ces applications, les incertitudes ne sont pas dues à un manque de données d'échantillonnage du temps de pluie annuel mais au nombre, à la qualité et à la variabilité des données de calibration entre paramètre polluant et turbidité utilisées pour l'évaluation des flux. Pour chaque événement pluvieux, une relation de calibration linéaire entre turbidité et paramètre polluant peut être construite en faisant des prélèvements d'échantillons. Cette relation dépend de la taille, de la forme et de l'indice de réfraction des particules. Elle varie donc avec l'événement pluvieux.

Il est impossible d'établir une relation de calibration turbidité/MES ou turbidité/DCO pour tous les événements pluvieux d'une année. Des relations de calibration existantes vont donc être utilisées pour des événements pluvieux non échantillonnés. L'utilisation de mesures en continu de turbidité aura un intérêt si elle permet une évaluation des flux avec une meilleure précision que les méthodes classiques en demandant moins de campagnes d'échantillonnages.

2.2. *Construction de sites synthétiques*

Dans un cas idéal, l'évaluation d'un flux polluants annuel de temps de pluie, à partir de mesures en continu de turbidité, s'appuie sur la calibration exhaustive de chacun des événements pluvieux de l'année. Pour chacun des N événements de l'année étudiée, une relation de calibration entre turbidité et paramètre polluant (MES ou DCO) est alors disponible. En pratique, seuls quelques événements pluvieux sont échantillonnés dans une année. Il est donc envisageable d'utiliser les relations de calibration des années précédentes. Dans notre étude, les bases de données sont même disjointes. En effet, des données de turbidité acquises à pas de temps courts sont disponibles sur le site parisien des Quais. En revanche, aucune campagne de prélèvements

de MES ou de DCO avec mesures conjointes de turbidité n'a été effectuée sur ce site. A Nantes, des bases de données reliant turbidité et paramètre polluant (PP) ont été obtenues pour deux sites, Cordon-Bleu (CB) et Saint-Mihiel (SM). Par conséquent, ce travail s'appuie sur la construction de deux sites synthétiques alliant les données en continu de turbidité des Quais et les bases de calibration de Cordon-Bleu (QCB) ou de Saint-Mihiel (QSM). Les relations de calibration sont normalement spécifiques à un site donné (Fletcher & Deletic, 2007; Minella *et al.*, 2008) mais les sites synthétiques utilisés ici sont réalistes et permettent d'évaluer l'apport de la mesure en continu de turbidité par rapport aux méthodes classiques de prélèvement. Le principal objectif de ce travail n'est en effet pas l'évaluation de la valeur exacte d'un flux de polluants mais la mise en place de méthodes de calcul des flux et de leurs incertitudes en fonction de la taille de la base des données de calibration.

2.3. *Echelles temporelles, polluants et sites d'études*

2.3.1. **Délimitation temporelle et nature des polluants**

Dans ce travail, nous allons nous intéresser aux flux de temps de pluie. L'échelle événementielle a été étudiée mais les calculs portent principalement sur des flux annuels de temps de pluie. Les flux polluants étudiés sont exclusivement des flux de MES et de DCO.

2.3.2. **Etude du temps de pluie à partir des mesures en continu du site des Quais**

Les données en continu de turbidité utilisées sont celles du site des Quais à Paris pour l'année 2006. Cette année présente une couverture quasi totale de données de turbidité et de débit au pas de temps de la minute (cf. partie II). Le découpage de cette année en 84 événements pluvieux (cf. conclusions de la partie I et partie II) a été utilisé pour le calcul des flux événementiels et du flux annuel de temps de pluie.

2.3.3. **Sites de calibration turbidité/MES et turbidité/DCO**

Les sites de Cordon-Bleu et de Saint-Mihiel ont été étudiés pendant plusieurs années par le LCPC ce qui a permis de constituer deux importantes bases de données de relations entre MES et turbidité et DCO et turbidité.

Le site de Saint-Mihiel est représentatif d'un petit bassin versant d'une surface de 100 hectares en amont, en centre ville de Nantes. Il est entièrement unitaire. Le site de Cordon-Bleu est beaucoup plus grand (5000 ha) et situé à l'aval du principal collecteur de l'agglomération nantaise. Il reçoit des apports issus pour 50 % du réseau unitaire et pour 50 % du réseau séparatif.

A Cordon-Bleu, 35 événements ont été échantillonnés pour établir des relations MES/turbidité et 27 pour les relations DCO/turbidité. Pour Saint-Mihiel, 27 pluies ont été échantillonnées pour les relations MES/turbidité contre 19 pour les relations DCO/Turbidité. Les périodes de retour correspondant à l'ensemble de ces événements s'étalent de 3 mois à 10 ans. Elles ont été établies en utilisant l'intensité maximale sur une heure soit 10,7 mm pour une période de retour 6 mois, 12,5 mm pour une période de retour 1 an et 21,5 mm pour 10 ans. La turbidité a été mesurée au laboratoire par atténuation à 880 nm avec un turbidimètre Ponsel. Les concentrations en MES et en DCO ont été mesurées au laboratoire.

Les relations établies entre paramètre polluant et turbidité sont des relations linéaires. Dans certains milieux comme les rivières, la variabilité des particules nécessite des relations plus

complexes (polynômes de degré 2, fonction puissance) pour relier MES et turbidité (Minella *et al.*, 2008; Old *et al.*, 2003). Dans les réseaux d'assainissement, une relation linéaire est un modèle suffisant pour relier MES et turbidité ou DCO et turbidité (Fletcher & Deletic, 2007).

3. Constitution d'une référence

3.1. Objectifs et principe

3.1.1. Simulations de Monte Carlo

Les simulations de Monte Carlo permettent de simuler l'application d'une régression linéaire de calibration à un événement pluvieux pour lequel elle n'a pas été spécifiquement établie et de vérifier l'effet sur les incertitudes relatives au flux annuel ou événementiel. L'incertitude sera évaluée en analysant la dispersion des flux annuels et événementiels de MES ou de DCO calculés avec des affectations entre événements pluvieux et droites de calibration disponibles différentes.

En plus de la problématique de l'affectation, le modèle de régression introduit également des incertitudes. Des erreurs résiduelles dues au caractère empirique du modèle linéaire entre paramètre polluant et turbidité doivent être prises en compte. L'utilisation de simulations de Monte-Carlo permet donc également de tester l'effet de la dispersion des résidus.

Enfin, les paramètres des droites de calibration sont eux-mêmes affectés par des incertitudes qui ont été prises en compte dans le cas de l'utilisation de la méthode par calibration unique globale (CU). Des tests préliminaires ont montré que ces erreurs étaient déjà incluses dans la dispersion des paramètres des droites dans le cas de la méthode utilisant l'affectation d'une relation de calibration spécifique pour chaque événement pluvieux (CE).

Ces deux méthodes sont présentées dans le paragraphe suivant.

3.1.2. Particularités de la référence

Cette étude vise à tester l'impact du nombre de données de calibration sur la valeur et la dispersion des flux de polluants. Il est donc intéressant de disposer d'un flux de référence auquel comparer des flux calculés à l'issue des simulations. Dans la plupart des études relatives à des stratégies d'échantillonnage, des enregistrements à pas de temps d'échantillonnage rapide ou bien des séries de données synthétiques sont utilisées comme unique référence (Coats *et al.*, 2002; Leecaster *et al.*, 2002; Moosmann *et al.*, 2005; Richards & Holloway, 1987; Webb *et al.*, 1997).

Dans notre cas, le nombre d'événements échantillonnés dans les bases de données de Cordon-Bleu ou de Saint-Mihiel est significativement plus petit que le nombre d'événements pluvieux enregistrés dans l'année étudiée (84 pour le site des Quais). Il n'est donc pas possible de construire une unique référence par une méthode rationnelle d'affectation événement pluvieux/droite de calibration. Dans ce contexte, la référence n'a pas été définie comme une unique valeur mais comme une variable aléatoire avec une dispersion intrinsèque liée aux différentes affectations événement pluvieux/droite de calibration possibles et aux incertitudes sur le modèle de régression linéaire.

Les simulations de Monte-Carlo ont comme premier objectif de définir cette référence et sa dispersion selon deux méthodes distinctes.

- Une méthode d'affectation spécifique des relations de calibration à chaque événement pluvieux de l'année d'étude (CE). L'allocation de la relation de calibration à l'événement pluvieux est réalisée de façon aléatoire.
- Une méthode utilisant une relation linéaire unique globale (CU) construite à partir de tous les points PP/turbidité de tous les événements de la base de données mélangés.

La méthode CE s'appuie sur une hypothèse d'homogénéité intra-événementielle des relations de calibration. Cela signifie que les points MES/turbidité ou DCO/turbidité s'alignent sur une droite pour chaque événement pluvieux même si les caractéristiques des particules évoluent en cours d'événement. Elle suppose également une hétérogénéité inter-événementielle significative, c'est-à-dire des relations de calibration significativement différentes d'un événement pluvieux à un autre. Ces hypothèses semblent confirmées par les observations des bases de données (chapitre 9, paragraphe 1).

La méthode CU a été testée car elle ne repose pas sur des hypothèses d'homogénéité intra-événementielle et d'hétérogénéité inter-événementielle. Cette méthode considère que la variabilité des relations PP/turbidité est la manifestation d'un échantillonnage aléatoire de points dans une unique population. Elle est beaucoup référencée dans les études relatives à la turbidité (Fletcher & Deletic, 2007; Minella *et al.*, 2008; Suk *et al.*, 1999).

Pour les deux méthodes, les erreurs affectant les différents pas de temps d'un événement donné ne sont pas indépendantes. Pour la méthode CU, les erreurs affectant différents événements sont liées car la même droite de calibration est appliquée à tous les événements. Pour la méthode CE, ces erreurs sont indépendantes, ce qui permet leur compensation à l'échelle annuelle. En revanche, à l'échelle annuelle, la méthode CE tient plus compte de la variabilité inter-événementielle des relations de calibration que la méthode CU qui réalise une moyenne entre plusieurs événements. Il est donc difficile de prévoir quelle méthode va donner la plus grande dispersion.

3.2. Implémentation des deux méthodes de calcul

3.2.1. Nomenclature

Cette étude fait l'objet d'une publication (cf. annexe G). Pour faciliter la compréhension, les notations utilisées dans la suite ont été listées ci-dessous. Cette liste s'appuie sur les notations de l'article avec quelques modifications et adaptations dues à la traduction (Lacour *et al.*, 2009b).

- a : ordonnée au centre de gravité d'une régression linéaire écrite sous la forme $PP=a + b(T-TG)$ (mg.l^{-1}) (PP=Paramètre Polluant)
- b : pente de la régression linéaire écrite sous la forme $PP=a + b(T-TG)$ (mg.l^{-1});
- C_i : concentration instantanée en MES ou DCO (mg.l^{-1})
- F : flux polluant de temps de pluie (kg)
- i : indice de pas de temps
- I_k : durée, en minutes, d'un événement pluvieux indexé k
- k : index d'un événement pluvieux (au cours d'une année)
- m : index d'un tour de simulation de Monte Carlo
- m_{tot} : nombre total de tours de simulation de Monte Carlo
- N : nombre total d'événements pluvieux dans une année
- n : nombre d'événements échantillonnés pour obtenir des droites de calibration
- n_{max} : nombre total d'événements échantillonnés dans la base de données pour un site donné

- U : index relatif aux paramètres relatifs à l'utilisation de la méthode par relation linéaire unique globale
- Q_i : débit instantané ($m^3.s^{-1}$)
- s : écart-type
- T : turbidité (FAU)
- T_i : turbidité instantanée (FAU)
- TG : centre de gravité des données de turbidité dans la base des données de calibration (FAU)
- VR : rapport entre le 9^{ème} (d90) et le 1^{er} (d10) décile des distributions relatives aux paramètres de calibration a ou b
- α : pourcentage d'incertitude dans le cas d'erreurs aléatoires
- Δt : pas de temps des enregistrements de turbidité.

Par ailleurs, les abréviations suivantes vont être beaucoup utilisées dans la suite :

- CE : Calibration par Evénement
- CU : Calibration globale Unique
- PP : paramètre Polluant
- QCB : site synthétique alliant mesure en continu des Quais et donnée de calibration de Cordon-Bleu
- QSM : site synthétique alliant mesure en continu des Quais et donnée de calibration de Saint-Mihiel.

Les simulations décrites dans ce chapitre ont été programmées à l'aide du logiciel Scilab.

3.2.2. Exploitation des bases de données

Chaque simulation consiste en m_{tot} tours de calculs à l'issue desquels sont évaluées des valeurs moyennes de flux F_{CE} et F_{CU} ainsi que leurs dispersions $s(F_{CE})$ et $s(F_{CU})$ pour les deux méthodes. Les simulations sont effectuées :

- pour les deux sites synthétiques : données en continu des Quais + données de calibration de Cordon Bleu et données en continu des Quais + données de calibration de Saint-Mihiel,
- pour les deux paramètres polluants (MES et DCO),
- pour les deux méthodes (CE et CU)

Les résultats sont donc classés en 4 paires site/paramètre polluant (MES/QCB ; MES/QSM ; DCO/QCB ; DCO/QSM) pour chacune des deux méthodes.

Les relations linéaires sont exprimées au centre de gravité pour chaque événement pluvieux k échantillonné par $PP = a_k + b_k.(T - TG_k)$ avec a_k et b_k calculés par des méthodes classiques de régression et TG_k le centre de gravité des données de turbidité relatives à l'événement k . Avec ces notations, les écarts-types sur les paramètres $s(a_k)$ et $s(b_k)$ sont indépendants.

Lorsque toutes les données sont considérées comme un seul ensemble (méthode CU), la relation de calibration est $PP = a_U + b_U.(T - TG_U)$.

3.2.3. Calcul sans prise en compte des erreurs aléatoires

Le calcul de la référence est effectué selon le diagramme de la Figure 84 en utilisant toutes les données disponibles. Pour la méthode CE, la dispersion de la référence est due aux différentes combinaisons possibles d'affectations événement pluvieux/droite de calibration. Pour chaque tour de simulation de Monte-Carlo indexé m , les n_{max} triplets disponibles $\{(a_{k,m} ; b_{k,m} ;$

$TG_{k,m}\}_{(1 \leq k \leq n_{max})}$ sont affectés de façon aléatoires aux N événements pluvieux de l'année étudiée. La boucle de la partie gauche de la Figure 84 génère à chaque tour **des combinaisons différentes** des triplets affectés aux événements pluvieux. Le calcul du flux annuel de polluants à chaque tour de simulation m est donné par :

$$F_{CE,m} = \sum_{k=1}^N F_{k,m} = \sum_{k=1}^N \sum_{i=1}^{I_k} [a_{k,m} + b_{k,m} \cdot (T_i - TG_{k,m})] \cdot Q_i \cdot \Delta t$$

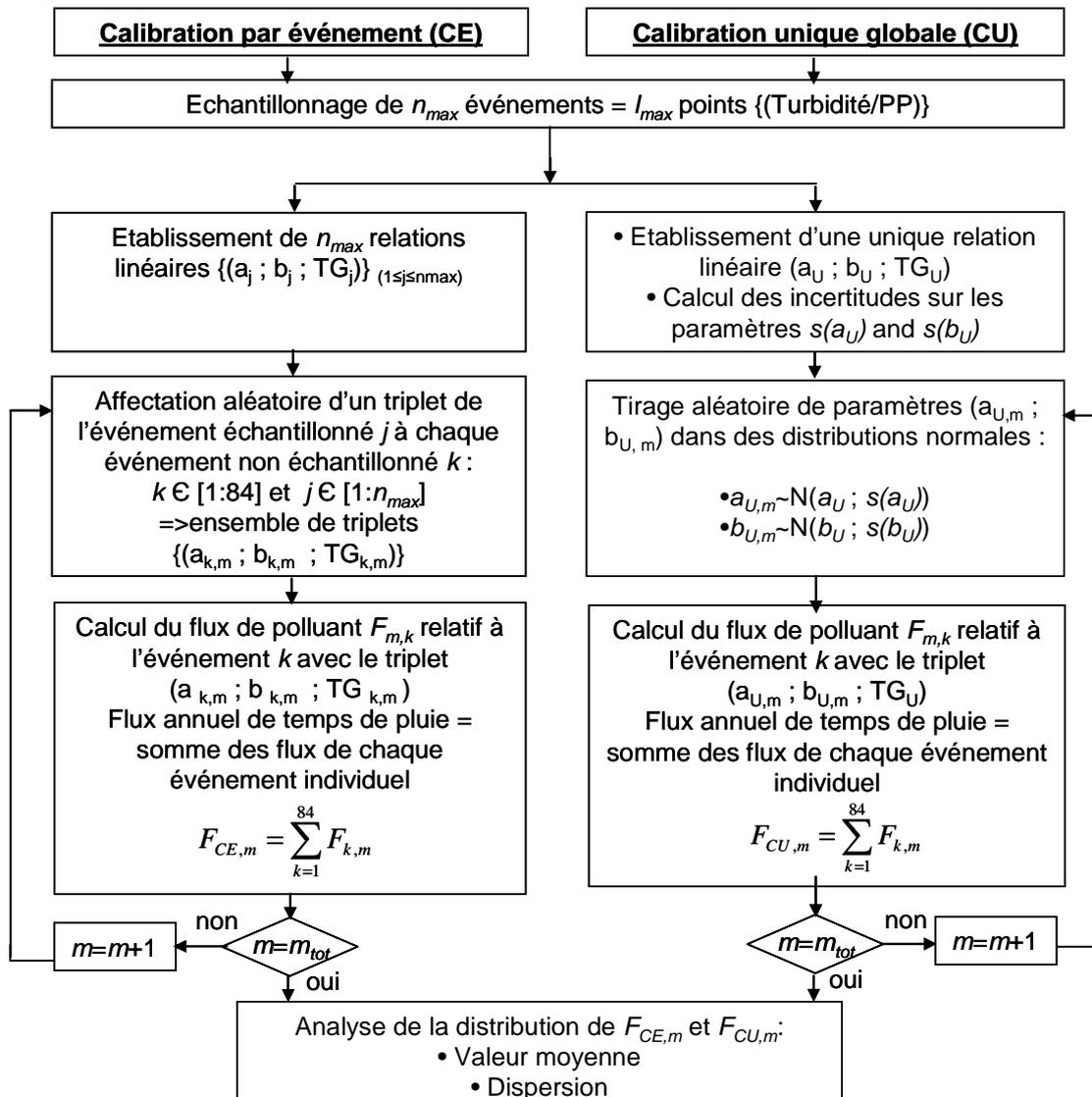


Figure 84 : Diagramme du principe des simulations de calcul des flux annuels de temps de pluie de référence avec les méthodes CE et CU (Lacour et al., 2009b)

Pour la méthode CU, la dispersion de la référence est due aux incertitudes $s(a_U)$ et $s(b_U)$ sur les paramètres a_U et b_U de la droite unique globale de calibration. Un unique triplet $(a_U ; b_U ; TG_U)$ est donc utilisé pour les N événements pluvieux de l'année étudiée. Les simulations portent sur le tirage aléatoire de paramètres modifiés $a_{U,m}$ et $b_{U,m}$ dans des distributions normales utilisant $s(a_U)$ et $s(b_U)$ comme écarts-types. La boucle de la partie droite de la Figure 84 décrit l'utilisation de **paramètres modifiés** $(a_{U,m} ; b_{U,m})$ pour chaque tour de simulation. Le calcul du flux de polluants annuel à chaque tour de simulation m est donné par :

$$F_{CU,m} = \sum_{k=1}^N F_{k,m} = \sum_{k=1}^N \sum_{i=1}^{Ik} [a_{U,m} + b_{U,m} \cdot (T_i - TG_U)] \cdot Q_i \cdot \Delta t$$

où les couples $(a_{U,m}; b_{U,m})$ sont issus de distributions normales $N(\text{moyenne}; \text{écart-type})$ telles que $a_{U,m} \sim N(a_U; s(a_U))$ et $b_{U,m} \sim N(b_U; s(b_U))$.

Chaque simulation est constituée de 2000 tours ce qui permet une convergence de la variance avec une variation inférieure à 1 %.

3.2.4. Calcul avec prise en compte des erreurs aléatoires

Dans un second temps, des erreurs aléatoires ont été ajoutées dans les simulations de calcul de la référence avec pour objectifs de :

- simuler des erreurs aléatoires expérimentales sur les données instantanées de débit Q_i et de turbidité T_i ,
- simuler l'impact des erreurs résiduelles des relations de calibration afin de vérifier si ces erreurs sont ou non significatives par rapport à la dispersion due aux données de calibration.

Ces simulations n'ont été effectuées que sur certains jeux de paramètres (paire QCB/MES essentiellement) et de façon séparée par rapport aux autres simulations. Le principe de simulation est le même pour la prise en compte des erreurs aléatoires expérimentales et des erreurs résiduelles. Les valeurs instantanées de débit Q_i ou de turbidité T_i sont modifiées à chaque tour de simulation par des tirages aléatoires dans des lois normales ($Q_{i,m}$ et $T_{i,m}$) centrées sur la valeur mesurée et d'écart-type fixé.

- L'erreur sur le débit a été fixée comme un pourcentage fixe de la valeur mesurée. Plusieurs valeurs ont été testées (7,5 %, 15 %, 30 % et 50 %).
- L'erreur sur la turbidité a été fixée à 7 FAU d'après les résultats du chapitre 1.
- L'impact des résidus a été évalué à partir des valeurs de variances liées des régressions linéaires (Valeurs médianes et maximales du Tableau 29 dans le chapitre 9, paragraphe 1.1.1).

Les différentes simulations portent donc sur des tirages dans les lois normales suivantes.

- Erreur aléatoire expérimentale sur le débit : $Q_{i,m} \sim N(Q_i; \alpha \cdot Q_i)$ avec $\alpha=0,075$; $\alpha=0,15$; $\alpha=0,3$ et $\alpha=0,5$
- Erreur aléatoire expérimentale sur la turbidité : $T_{i,m} \sim N(T_i; 7)$
- Erreur aléatoire résiduelle : $T_{i,m} \sim N(T_i; 20)$; $T_{i,m} \sim N(T_i; 50)$; $T_{i,m} \sim N(T_i; 100)$.

4. Appauvrissement des données de calibration

4.1. Implémentation

Les simulations de Monte-Carlo ont également pour objectif de générer des sous-ensembles de droites de calibration afin de produire des bases de données plus réduites et de tester l'impact sur la dispersion des flux. Des tirages aléatoires permettent de simuler les différents sous-ensembles possibles et d'évaluer la dispersion des flux en fonction du nombre de droites de calibration utilisé.

On suppose au préalable qu'un nombre $n < n_{max}$ d'événements a été échantillonné pour évaluer les flux polluants et leur dispersion. A chaque tour de simulation, un nombre n d'ensemble de points $\{PP/turbidité\}_{(1 \rightarrow n)}$ est tiré parmi l'ensemble maximal $\{PP/turbidité\}_{(1 \rightarrow n_{max})}$ disponible (Figure 85).

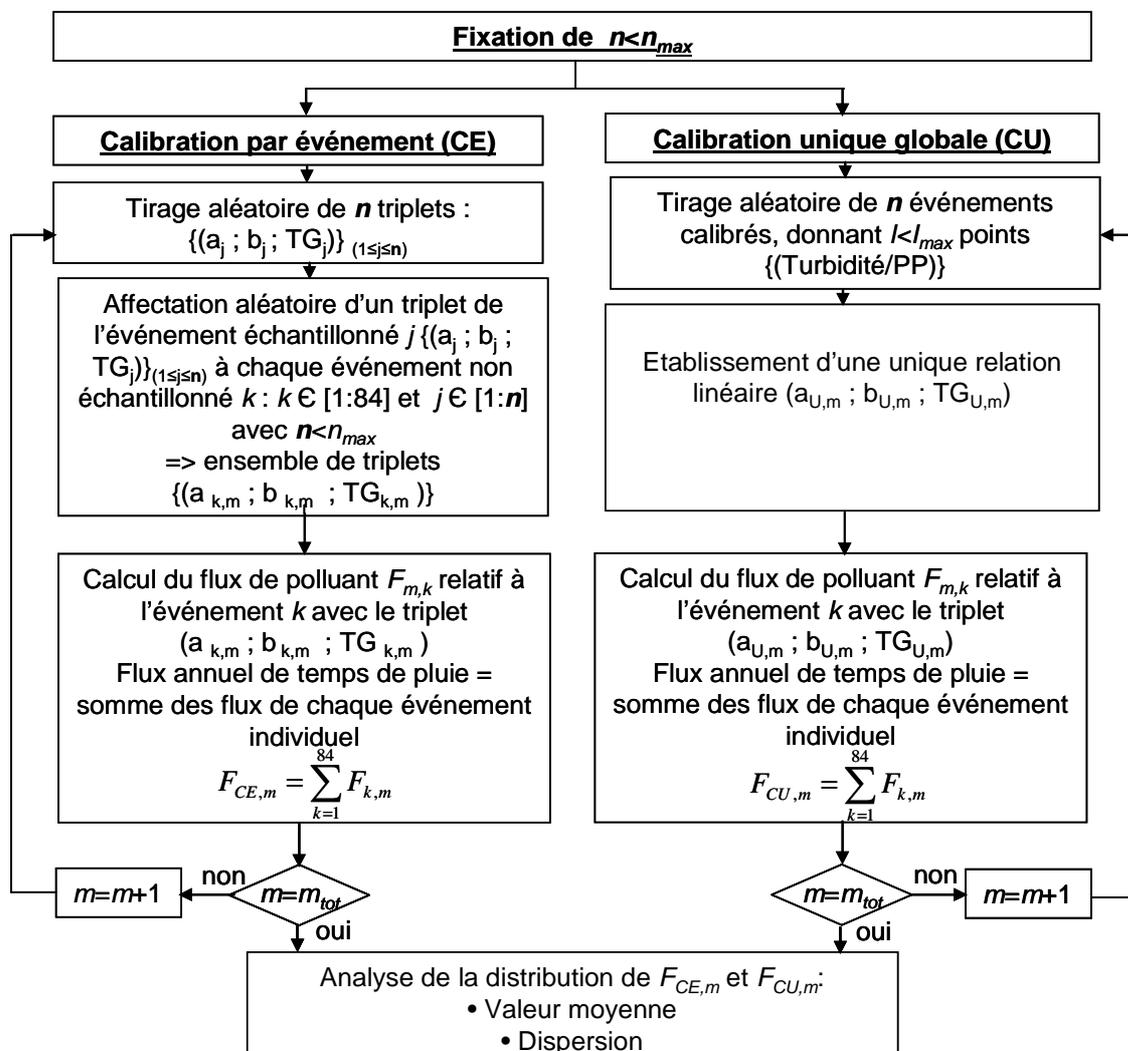


Figure 85 : Diagramme du principe des simulations de calcul des flux annuels de temps de pluie avec un nombre d'événements échantillonnés n inférieurs au nombre maximal n_{max} pour les méthodes CE et CU (Lacour et al., 2009b)

Ensuite, comme pour le calcul du flux de référence, deux méthodes ont été utilisées :

- La méthode CE, représentée sur la partie gauche de la Figure 85, consiste à utiliser les points $\{PP/turbidité\}_{(1 \rightarrow n)}$ comme des ensembles de triplets $\{(a_k ; b_k ; TG_k)\}_{(1 \leq k \leq n)}$ affectés aléatoirement au N événements pluvieux ($N=84$) de l'année étudiée. Pour chaque tour de simulation, le processus aléatoire comporte à la fois le tirage des n triplets et leur affectation aux N événements pluvieux.
- Pour la méthode CU, représentée sur la partie droite de la Figure 85, les points $\{PP/turbidité\}_{(1 \rightarrow n)}$ sont regroupés en un seul ensemble et utilisés pour établir une unique relation linéaire $PP = a_{U,m} + b_{U,m} \cdot (T - TG_{U,m})$ appliquée pour tout le temps de pluie annuel.

4.2. Cas de l'échelle événementielle

L'échelle événementielle a également été étudiée. Dans notre cas, 84 flux événementiels peuvent être calculés avec les données des Quais. Comme pour l'échelle annuelle, l'analyse repose sur la comparaison d'un flux de référence avec des flux calculés pour des bases de données appauvries. La méthode CE n'est pas adaptée à ce cas car elle ne permet pas de tester la sensibilité de la dispersion en fonction du nombre d'événements échantillonnés. A l'échelle événementielle, cette méthode estime en effet la dispersion de l'ensemble des droites de calibration.

L'étude de l'échelle événementielle s'appuie donc uniquement sur la méthode CU. Pour chaque événement, la référence est le flux calculé avec toutes les données de calibration. Ensuite, comme pour le flux annuel, les simulations permettent de faire varier le nombre d'événements échantillonnés et de tester l'impact de l'appauvrissement des jeux de données à l'échelle de l'événement pluvieux.

5. La méthode résumée en quelques lignes

Ce chapitre a présenté la méthodologie de calcul de flux de MES et de DCO et des incertitudes affectant le calcul. Les étapes sont les suivantes :

- Construction de deux sites synthétiques QCB et QSM associant les mesures en continu des Quais et les bases de calibration de Cordon-Bleu ou de Saint-Mihiel,
 - Mise en place de deux méthodes de calcul, CE ou CU, en fonction des hypothèses de variabilité intra- et inter- événementielle considérées,
 - Elaboration du calcul d'un flux de référence de MES et de DCO et des dispersions associées pour les méthodes CE et CU et pour les deux sites QCB et QSM,
 - Prise en compte des erreurs aléatoires,
 - Elaboration du calcul des flux de MES et de DCO et des incertitudes associées pour des configurations de jeux de données dégradés pour les méthodes CE et CU et pour les deux sites QCB et QSM à l'échelle annuelle,
 - Adaptation au cas de l'échelle événementielle pour la méthode CU uniquement.
-

Chapitre 9. Evaluation des flux en fonction des données de calibration

Ce chapitre met en application la méthodologie du chapitre 8. Une description des bases de données de calibration est proposée pour mettre en évidence la variabilité inter-événementielle des droites de calibration. Puis, les résultats relatifs au calcul des flux et de leur dispersion sont donnés pour les flux de référence, avec prise en compte des erreurs aléatoires et pour les flux utilisant des jeux de données de calibration appauvris. Les calculs portent sur l'échelle annuelle et sur l'échelle événementielle pour quelques cas. Sauf mention contraire, les calculs sont effectués pour les méthodes de calibration événementielle (CE) et de calibration globale unique (CU) et pour les 4 paires site/paramètre polluant.

1. Exploitation des données de calibration

1.1. Variabilité inter-événementielle

Notre analyse va s'appuyer sur le Tableau 29 qui liste l'ensemble des paramètres relatifs aux relations linéaires entre turbidité et MES ou DCO pour les 4 paires site/paramètre polluant.

1.1.1. Qualité des régressions

Les coefficients de régression linéaires R^2 sont presque toujours au-dessus de 0,9. Les médianes des coefficients R^2 des relations individuelles sont élevées, sauf pour la paire CB/DCO qui se distingue des autres par des régressions de moins bonne qualité. La médiane des coefficients R^2 n'est que de 0,74 pour cette paire et le décile 10, qui vaut 0,26, est petit par rapport aux autres sites. Pour 3 paires sur 4, une relation linéaire suffit à décrire les liens turbidité/MES ou turbidité/DCO. Pour la paire CB/DCO, certains événements sont mal représentés par un modèle linéaire.

Ces résultats ont une influence sur la relation linéaire construite avec les points de tous les événements pluvieux. En effet, les coefficients des régressions de ces relations sont un peu plus faibles que la médiane de toutes les relations mais restent supérieurs à 0,8, sauf pour le couple CB/DCO qui présente un coefficient R^2 de seulement 0,48.

La Figure 86 donne les relations de calibration entre turbidité et paramètre polluant pour tous les événements pluvieux échantillonnés sur les sites de Cordon-Bleu et Saint-Mihiel. Visuellement, le site de Saint-Mihiel (c et d) a une dispersion moins importante que le site de Cordon-Bleu (a et b) ce qui apparaît dans les valeurs des coefficients de régression R^2 de la droite globale unique. Pour la paire CB/DCO, l'événement responsable du faible coefficient R^2 est visible. Il s'agit d'une pluie de 21 mm, d'une période de retour 10 ans. Cet événement n'a pas été échantillonné pour Saint-Mihiel. Il apparaît également pour les MES sur le site de Cordon-Bleu (trait rouge entourant les triangles bleus vides) mais il se distingue moins des autres que pour la DCO. Un second événement de période de retour décennal a été échantillonné uniquement pour le site de Cordon-Bleu et les MES (trait bleu entourant des carré verts vides). Cet événement se distingue un peu des autres mais reste par contre parfaitement aligné sur une droite.

La qualité des régressions entre turbidité et MES a déjà été rapportée dans d'autres études, pour des événements pluvieux individuels et pour des données de plusieurs événements mélangés (Deletic & Maksimovic, 1998; Suk *et al.*, 1999). De bonnes corrélations avec la DCO ont également été obtenues mais plutôt avec des appareils mesurant dans l'ultraviolet (Gruber *et al.*, 2005; Grüning & Orth, 2002; Ruban *et al.*, 2001).

Tableau 29 : Paramètres relatifs aux relations entre turbidité et paramètres polluants (MES ou DCO) pour les bases de données de Cordon-Bleu (CB) et de Saint-Mihiel (SM) (RU*=Relation Unique globale) (Lacour *et al.*, 2009b)

Paires (site ; PP) PP = a + b.(T-TG)		CB ; MES	SM ; MES	CB ; DCO	SM ; DCO
a	d10-d90	152-316	136-378	164-377	208-658
	Médiane	229	228	277	288
	RU*	235	253	285	356
b	d10-d90	0,63-1,16	0,72-1,14	0,48-2,17	0,94-1,52
	Médiane	0,83	0,88	1,20	1,09
	RU	0,85	0,81	0,90	1,08
TG	d10-d90	187-368	154-405	192-364	178-510
	Médiane	247	257	247	257
	RU	265	279	267	303
R ²	d10-d90	0,67-0,98	0,90-0,99	0,26-0,95	0,88-0,99
	Médiane	0,92	0,97	0,74	0,97
	RU	0,80	0,93	0,48	0,86
Ecart type sur a : s(a)	d10-d90	3-14	5-18	10-35	7-33
	Médiane	8	10	17	14
	RU	3	4	8	10
Ecart type sur b : s(b)	d10-d90	$2,1 \times 10^{-2}$ - $7,7 \times 10^{-2}$	$1,7 \times 10^{-2}$ - $4,0 \times 10^{-2}$	$1,7 \times 10^{-2}$ - $4,0 \times 10^{-2}$	$1,7 \times 10^{-2}$ - $6,2 \times 10^{-2}$
	Médiane	$3,8 \times 10^{-2}$	$2,6 \times 10^{-2}$	$2,6 \times 10^{-2}$	$3,3 \times 10^{-2}$
	RU	$8,5 \times 10^{-3}$	$9,0 \times 10^{-3}$	$2,1 \times 10^{-2}$	$2,1 \times 10^{-2}$
Ecart type lié (résidus) : s _y	d10-d90	7-29	10-42	21-70	12-87
	Médiane	18	21	37	27
	RU	44	50	94	102
Rapport de variabilité intra-site : VR(a)	d90/d10 pour a	2,1	2,8	2,3	3,2
Rapport de variabilité intra-site : VR(b)	d90/d10 pour b	1,8	1,6	4,6	1,6
Nombre d'événements échantillonnés		35	27	27	19

1.1.2. Dispersion des valeurs des paramètres

Pour un paramètre polluant donné, les valeurs des pentes et des ordonnées au centre de gravité sont comparables entre les deux bases de données (CB ou SM) qu'il s'agisse des médianes de toutes les relations ou de la relation unique globale (Tableau 29). Pour une même paire site/paramètre polluant, la médiane des pentes et la pente de la droite globale sont également proches sauf pour la paire CB/DCO (Tableau 29 et Figure 86).

Les valeurs des écarts-types sur les paramètres de pente et d'ordonnée au centre de gravité, $s(a)$ et $s(b)$, sont faibles et représentent moins de 1,6 % des valeurs de a ou b pour les MES et moins

de 3 % pour la DCO. Les écarts-types sur les paramètres de la droite unique sont également faibles.

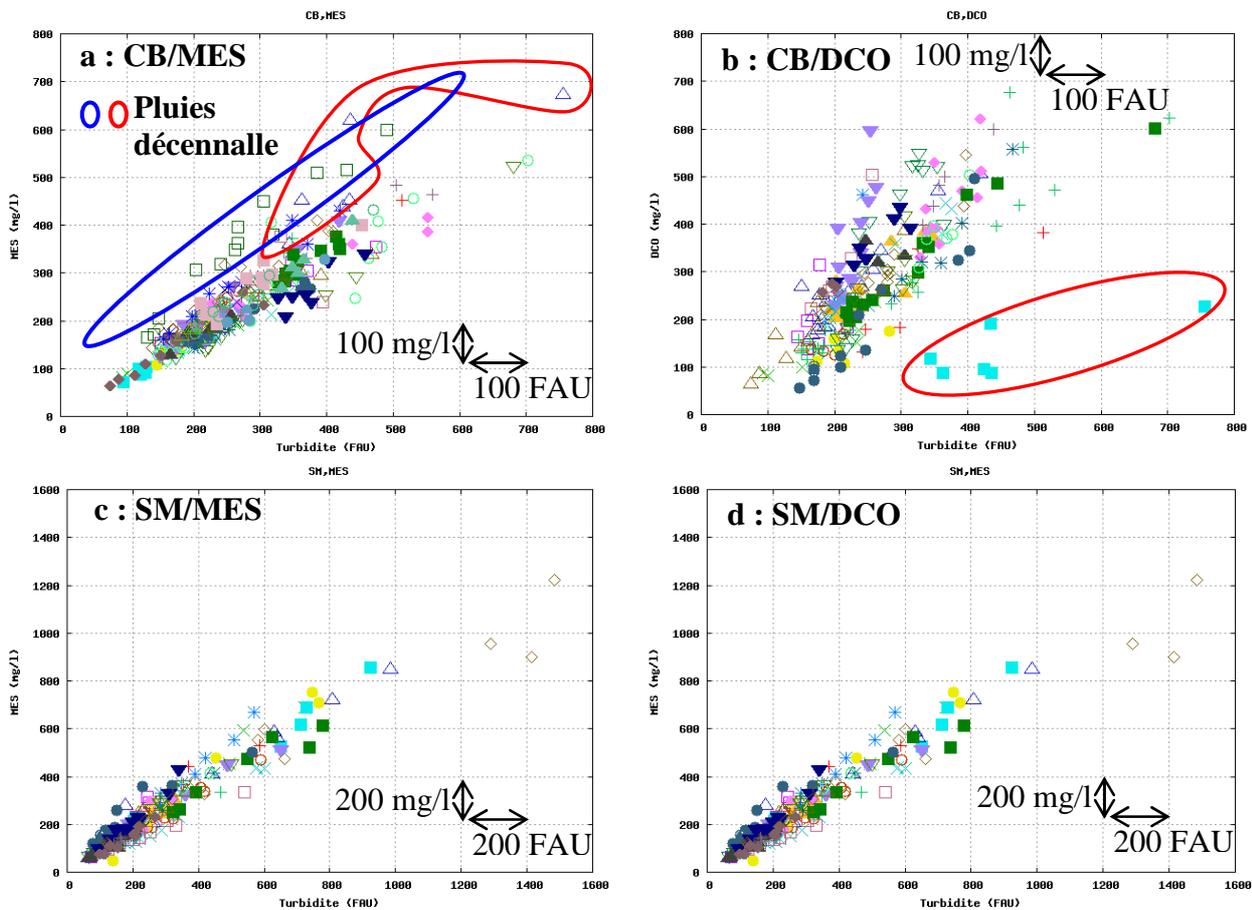


Figure 86 : Base de données des relations entre paramètre polluants (en ordonnée, MES ou DCO en mg/l) et turbidité (en abscisse, en FAU), a=CB/MES ; b=CB/DCO ; c=SM/MES ; d=SM/DCO

La variabilité inter-événementielle a été exprimée sous la forme de rapports VR du quotient du 9^{ème} décile par le 10^{ème} décile (d90/d10) pour la pente et l'ordonnée au centre de gravité pour tous les événements pluvieux de chaque paire site/paramètre polluant (Tableau 29). Le rapport VR est plus élevé pour l'ordonnée au centre de gravité que pour la pente en raison de la variabilité des gammes de valeurs de MES et de DCO selon l'événement pluvieux. Il ne s'agit donc pas d'une variabilité inter-événementielle de la forme des relations mais plutôt d'une variabilité des concentrations de temps de pluie. Exprimée sous la forme classique de l'ordonnée à l'origine, le rapport VR(a) serait du même ordre de grandeur que celui de la pente VR(b).

Le rapport VR(b) est faible pour les paires CB/MES, SM/MES et SM/DCO (entre 1,6 et 1,8). La variabilité inter-événementielle de la paire CB/DCO, illustrée sur la Figure 86, apparaît nettement dans le Tableau 29 avec une valeur de VR de 4,8. Les relations turbidité/DCO sont *a priori* plus variables que des relations turbidité/MES car la DCO est présente sous forme particulière et dissoute. Les relations avec la DCO ont été établies ici avec la concentration totale (particulaire + dissoute). Même si la DCO est majoritairement sous forme particulière dans les réseaux d'assainissement et notamment en temps de pluie, la répartition dissous/particulaire peut évoluer d'un événement pluvieux à un autre d'où plus de variabilité pour l'évaluation de ce paramètre polluant. Cette explication n'est toutefois pas suffisante pour justifier l'importante variabilité inter-événementielle de la paire CB/DCO. La paire SM/DCO présente en effet une variabilité bien plus faible.

Globalement, la variabilité inter-événementielle des pentes des droites de régression est faible et traduit une homogénéité des relations de calibration pour un site et un paramètre donné. Cette variabilité n'est pas expliquée par l'intensité des événements pluvieux (Figure 87).

Seul le site de Cordon-Bleu présente des pluies de période de retour 10 ans. Les intensités du site de Saint-Mihiel sont un peu moins élevées. La Figure 87 confirme bien l'absence de lien entre l'intensité de la pluie et les valeurs des paramètres excepté pour les événements exceptionnels (période de retour décennale) entourés sur la Figure 86. Pour toutes les autres périodes de retour, plus « fréquentes », aucune tendance ne se dégage entre pente de la droite et intensité de la pluie ou entre ordonnée au centre de gravité et intensité de la pluie (Figure 87).

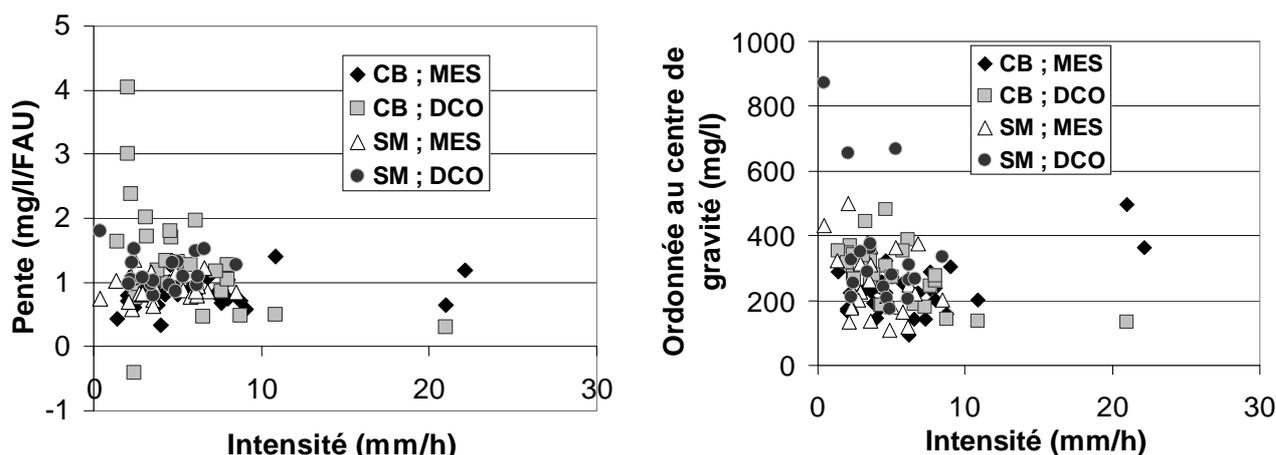


Figure 87 : Paramètres de pente, d'ordonnée au centre de gravité et de coefficient de régression R^2 en fonction de l'intensité des pluies échantillonnées pour les 4 paires site/PP

1.2. Représentativité des sites

Notre étude repose sur l'utilisation de sites synthétiques qui associent les données en continu des Quais et les données de calibration de Saint-Mihiel ou de Cordon-Bleu. Nous ne nous intéressons pas au calcul exact des flux mais à la méthodologie et au calcul de la dispersion. L'utilisation de sites synthétiques ne pose donc pas de problème à condition qu'ils soient représentatifs d'autres sites, notamment en région parisienne. La variabilité inter-événementielle des sites de Cordon-Bleu et de Saint-Mihiel a été comparée à la variabilité inter-événementielle de 6 sites de mesures gérés par la Direction de l'eau et de l'assainissement de Seine-Saint-Denis (DEA 93). Les bases de données utilisées sont beaucoup plus réduites que celles de Nantes. C'est d'ailleurs pour cela qu'elles n'ont pas été utilisées dans cette étude. Les résultats doivent également être interprétés avec attention car les mesures ont été effectuées avec une longueur d'onde dans le spectre visible (510 nm) et non en atténuation dans l'infrarouge. Enfin, les données sont relatives à un mélange d'effluents issus de surverses de réseaux unitaires et de réseaux séparatifs. Or, les relations de régression portant sur les effluents de réseau séparatifs sont en général plus variables (Ruban *et al.*, 2001).

Les valeurs médianes des paramètres a , b , TG , R^2 , $VR(a)$ et $VR(b)$ des 6 sites de la DEA 93 et des 2 sites de Nantes (CB et SM) ont été reportées dans le Tableau 30 pour les MES (pas de données de DCO sur les sites de la DEA 93).

Le Tableau 30 met en évidence des rapports de variabilité comparables, notamment pour la pente, entre les sites de la DEA 93 et les sites CB et SM : 1,9 contre 1,7. Les valeurs des médianes des pentes sont également proches. La variabilité inter-événementielle des sites de Nantes n'est donc pas spécifique mais du même ordre de grandeur que celle d'autres sites. Cela

valide la méthodologie proposée et l'utilisation de sites synthétiques dans notre étude car les résultats pourront être appliqués à des sites présentant une variabilité inter-événementielle similaire.

Tableau 30 : Médiane des paramètres des régressions linaires entre turbidité et MES pour les 2 sites de Nantes (CB et SM) et 6 sites de la DEA 93

MES = $a + b.(T-TG)$	Sites de la DEA 93 (médiane)	Sites CB et SM (médiane)
a	366	228
b	0,82	0,86
TG	378	252
R^2	0,93	0,95
Rapport de variabilité intra-site : VR(a)	1,7	2,5
Rapport de variabilité intra-site : VR(b)	1,9	1,7
Nombre d'événements échantillonnés	19	62

2. Calcul du flux de référence

2.1. Valeurs moyennes et dispersion

2.1.1. Pour le temps de pluie annuel

Les flux de référence relatifs aux 4 paires site/paramètre polluant et aux méthodes (CE et CU) sont représentés sur la Figure 88. Les flux ont été normalisés par la surface imperméabilisée du site des Quais et les barres d'erreur représentent les intervalles de confiance à 95 %.

En première approche, les deux méthodes donnent des résultats très similaires avec des différences entre les flux calculés avec l'une ou l'autre des méthodes inférieures à 3,5 % pour les 4 paires site/paramètre polluant. De même, les différences entre les intervalles de confiance sont inférieures à 4,2 % du flux selon la méthode. Seuls les résultats de la méthode CE sont donc commentés en détails.

Pour les MES, la dispersion du flux de référence est faible pour les sites QCB et QSM avec des valeurs d'incertitudes à 95 % respectives de $\pm 4,8$ % et de $\pm 3,7$ %. Pour la DCO, la particularité du site QCB resurgit avec une dispersion de $\pm 9,9$ % au niveau de confiance 95 % contre seulement $\pm 4,8$ % pour QSM. Cette valeur élevée est directement reliée à l'importante variabilité inter-événementielle observée pour la paire CB/DCO. La Figure 88 met également en évidence des écarts faibles entre les flux moyens annuels de temps de pluie calculés pour le site QCB ou QSM pour un paramètre polluant donné. Un écart de seulement 5,2 % pour les flux moyens annuels de temps de pluie de MES et de 12,9 % pour la DCO est obtenu selon la base de donnée utilisée.

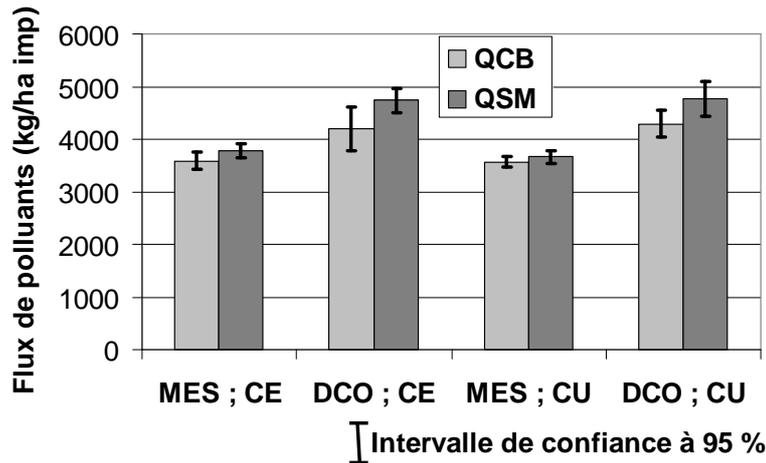


Figure 88 : Flux moyens annuels de référence de MES et de DCO (valeurs moyennes issues de toutes les simulations) calculés pour la méthode par calibration événementielle (CE) et pour la méthode par calibration globale unique (CU) pour les deux bases de données de calibration CB : Cordon-Bleu et SM : Saint-Mihiel (Lacour et al., 2009b)(sites synthétiques QCB et QSM)

2.1.2. A l'échelle événementielle

La Figure 89 présente les valeurs de dispersions relatives à 95 % de chaque événement pluvieux (en pourcentage du flux moyen de l'événement) pour la méthode CU et la paire QCB/MES. Les résultats sont similaires pour les autres paires site/paramètre polluant.

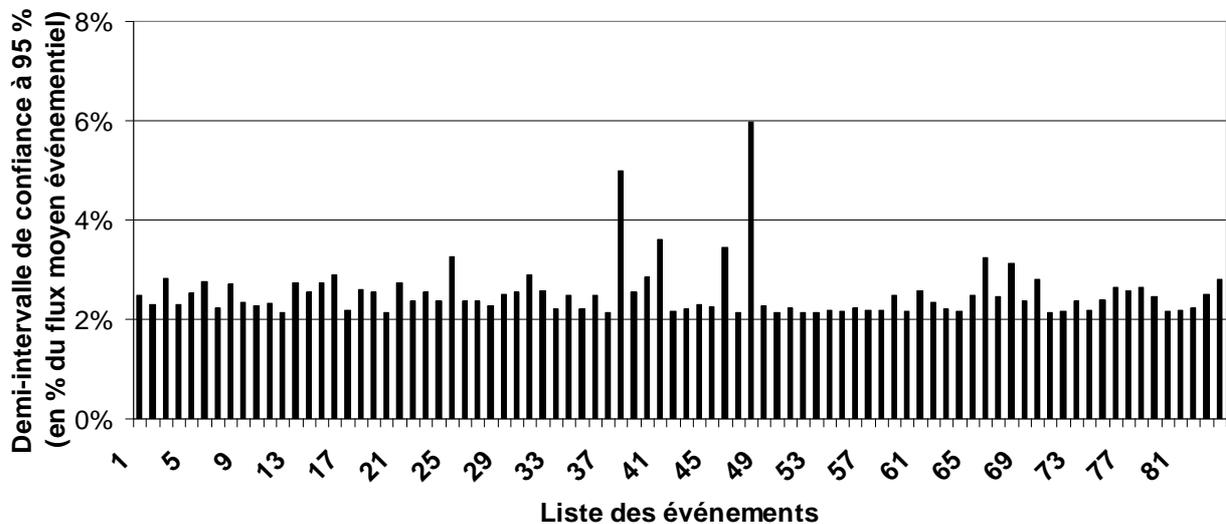


Figure 89 : Demi-intervalle de confiance à 95 % en pourcentage des flux événementiels calculés pour une calibration de 30 événements pour les 84 événements pluvieux de l'année et pour la paire QCB/MES

Le calcul des incertitudes est plus sensible à la méthode à l'échelle événementielle qu'à l'échelle annuelle. Or, le principe de calcul des incertitudes dans le cas de la référence et dans le cas des sous-échantillonnages est un peu différent (cf. chapitre 8, paragraphe 3.2.3 et chapitre 8, paragraphe 4.1). Le classement des événements par ordre croissant d'incertitude diffère donc un peu entre la référence et les sous-échantillonnages. Par souci de cohérence, au lieu de représenter la référence, nous avons représenté les résultats relatifs à un sous-échantillonnage de 30

événements, pour lequel les incertitudes sont faibles et proches de la référence, elle-même calculée à partir de 35 événements.

Le Tableau 31 récapitule les principales valeurs statistiques de la paire QCB/MES pour 30 événements échantillonnés.

Tableau 31 : Principales valeurs statistiques de dispersion (demi-intervalle de confiance à 95 %) relatives aux 84 événements de l'année étudiée et dispersion du temps de pluie annuel pour la paire QCB/MES (méthode CU) pour 30 événements échantillonnés

Demi- intervalle de confiance à 95 % (en % du flux)	min	1 ^{er} quartile	médiane	2 ^{ème} quartile	max
Evénements individuels	± 2,1	± 2,2	± 2,4	± 2,6	± 6,0
Temps de pluie annuel			± 2,3		

La valeur de dispersion événementielle médiane est proche de la valeur de dispersion du flux annuel de temps de pluie. Excepté quelques événements, les valeurs de dispersion sont similaires d'un événement à un autre puisque le 3^{ème} quartile correspond à une dispersion de seulement 0,2 % de plus que la dispersion médiane. Dans la suite de l'étude à l'échelle événementielle, les résultats sont illustrés pour l'événement n°75 qui correspond à la dispersion médiane dans le Tableau 31.

2.2. Impact des erreurs aléatoires

2.2.1. Pour le temps de pluie annuel

L'introduction des erreurs aléatoires, qui représentent les erreurs expérimentales sur le débit et sur la turbidité ou bien l'erreur résiduelle du modèle linéaire, n'a pas d'effet sur la dispersion des flux, même en utilisant les valeurs maximales de 50 % d'erreur sur le débit ou de 100 FAU pour les résidus (chapitre 8, paragraphe 3.2.4 de la méthodologie).

Les incertitudes représentées sur la Figure 90 sont très faibles et inférieures à la dispersion intrinsèque des simulations de Monte-Carlo. Elles ne seront donc pas prises en compte dans la suite des simulations effectuées. Les résultats, présentés ici pour la paire QCB/MES, sont similaires pour les autres paires site/paramètre polluant.

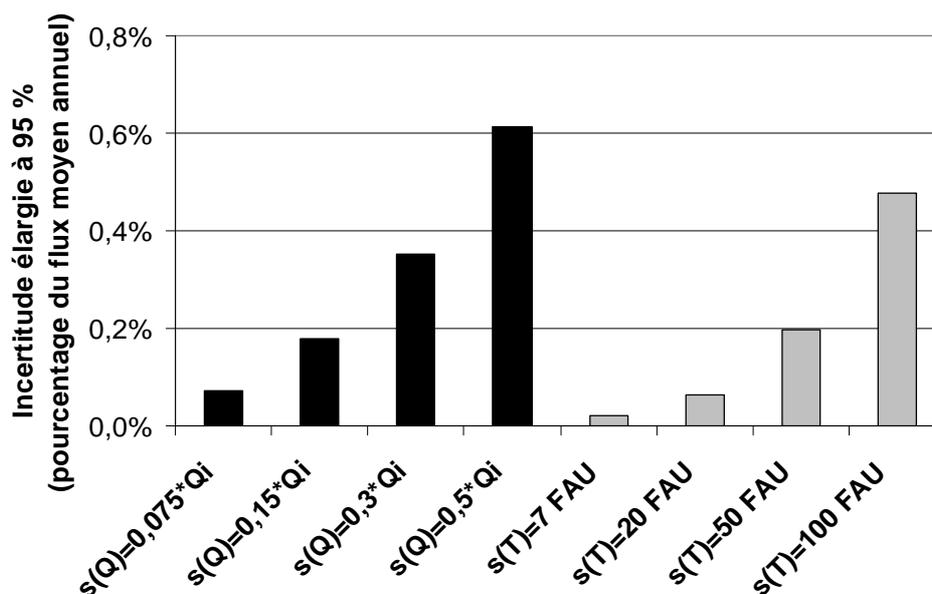


Figure 90 : Effet des erreurs aléatoires seules sur la dispersion des flux annuels de temps de temps de pluie pour la paire QCB/MES (en pourcentage du flux moyen de référence, incertitude élargie à 95 %, demi-intervalle de confiance)

2.2.2. A l'échelle événementielle

La Figure 91 montre qu'à l'échelle événementielle, les erreurs aléatoires peuvent avoir un impact non négligeable sur la dispersion des flux.

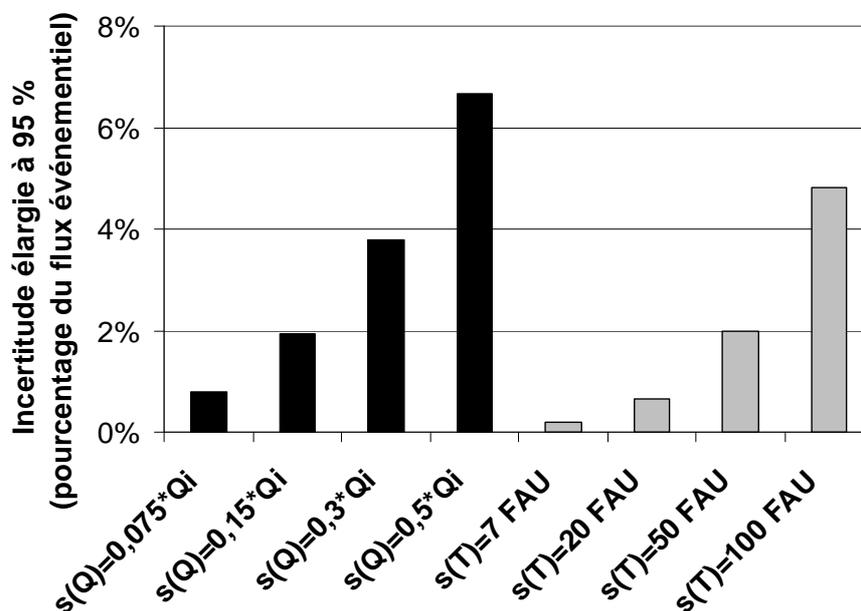


Figure 91 : Effet des erreurs aléatoires seules sur la dispersion du flux de l'événement pluvieux médian n°75 pour la paire QCB/MES (en pourcentage du flux événementiel, incertitude élargie à 95 %, demi-intervalle de confiance)

Elles sont supérieures aux erreurs dues aux paramètres des droites lorsque l'écart-type représentatif de ces erreurs aléatoires est important. C'est notamment le cas pour les erreurs sur le débit avec un pourcentage de 30 et 50 % ou pour une erreur résiduelle de 100 FAU. Pour des

valeurs usuelles plus faibles (erreur sur le débit de 7,5 % et erreur sur la turbidité de 7 FAU), les erreurs aléatoires sont inférieures aux erreurs dues aux paramètres des relations de régression mais non négligeables. Dans la suite, l'intérêt a majoritairement été porté sur le temps de pluie annuel et ces erreurs n'ont pas été prises en compte. Il faudrait toutefois théoriquement ajouter leur contribution aux erreurs sur les flux calculés à l'échelle événementielle.

L'effet plus important des erreurs aléatoires à l'échelle événementielle s'explique à partir des résultats du chapitre 8, paragraphe 1.1. Les erreurs aléatoires sont en effet totalement décorrélées. La formule (4) du chapitre 8, paragraphe 1.1 peut être appliqué au calcul d'un flux annuel à partir de N flux événementiels :

$$u_c^2(F) = \sum_{i=1}^N u^2(F_i) = N \cdot u^2(F_i) \quad (4-2)$$

En supposant que tous les événements aient la même incertitude $u^2(F_i)$ et une contribution identique $F = \sum_{i=1}^N F_i \approx N \cdot F_i$, l'incertitude relative au flux annuel s'exprime à partir de la formule (4-2) par :

$$\frac{u_c(F)}{F} = \frac{\sqrt{N} \cdot u(F_i)}{F} \approx \frac{\sqrt{N} \cdot u(F_i)}{N \cdot F_i} \approx \frac{u(F_i)}{\sqrt{N} \cdot F_i}$$

Dans notre cas, N vaut 84 et l'incertitude relative sur le flux annuel est donc environ 9,2 fois plus petite que l'incertitude relative à un flux événementiel. On retrouve cet ordre de grandeur lorsqu'on compare la Figure 90 et la Figure 91 Il s'agit d'une approximation car les flux événementiels ne sont pas tous égaux mais cela explique pourquoi les erreurs aléatoires ont plus d'impact à l'échelle événementielle.

3. Sensibilité aux données de calibration

3.1. Absence de biais significatif

3.1.1. Pour le temps de pluie annuel

Le terme de biais désigne la différence entre le flux moyen annuel de référence calculé à partir de la base de donnée complète pour une paire site/paramètre polluant fixée et le flux moyen annuel calculé pour les simulations utilisant des bases de données de calibration volontairement appauvries.

Le dernier point des graphes de la Figure 92 représente le flux de référence calculé pour la base de données entière.

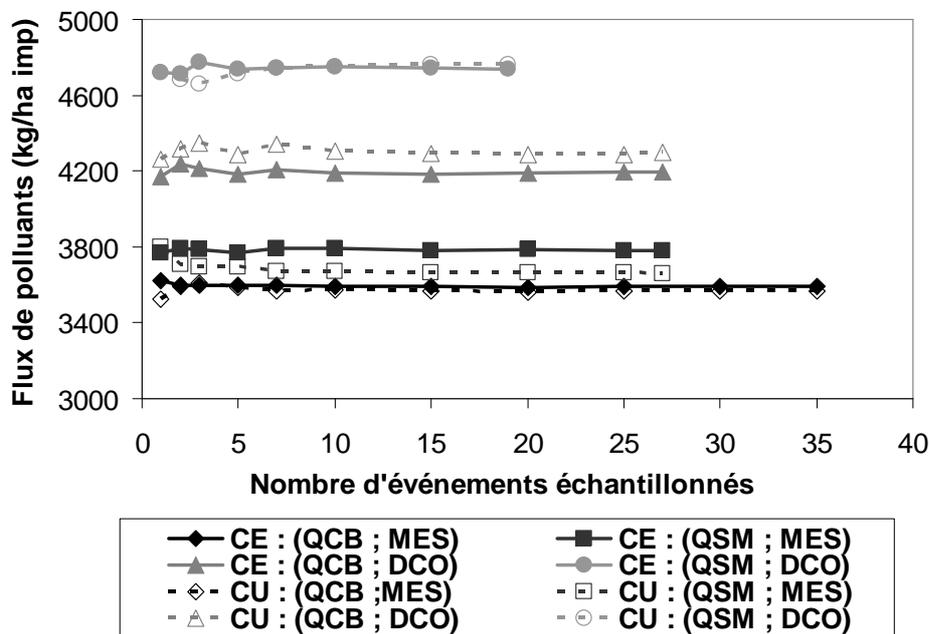


Figure 92 : Impact de l'utilisation de moins d'événements pour le calcul du flux moyen annuel de temps de pluie avec la méthode par calibration événementielle (CE) et la méthode par calibration unique globale (CU) pour les 4 paires site/paramètre polluant (Lacour et al., 2009b)

Pour la méthode CE, la Figure 92 montre que la différence maximale obtenue entre le flux moyen annuel de temps de pluie de référence et celui calculé avec un échantillonnage plus réduit d'événements n'est que de 1 % pour toutes les paires site/paramètre polluant.

Pour la méthode CU, ces différences sont un peu plus élevées. Le biais est ainsi de 3,8 % pour la paire QSM/MES lorsqu'un seul événement est échantillonné. Les différences sont néanmoins inférieures à 2 % dès que plus de deux événements sont échantillonnés pour les 4 paires site/paramètre polluant.

Ces valeurs de biais sont toujours inférieures à la dispersion du flux annuel de temps de pluie de référence et ne sont donc pas significatives. L'échantillonnage d'un nombre réduit d'événements n'entraîne pas d'erreur systématique sur le calcul de la valeur moyenne du flux annuel de temps de pluie.

3.1.2. A l'échelle événementielle

Le même travail a été effectué à l'échelle événementielle pour la méthode CU seulement. Il est illustré sur la Figure 93 pour l'événement pluvieux médian n° 75. Les conclusions sont similaires à celles de l'échelle annuelle. Exceptée la paire QCB/DCO pour moins de 3 événements pluvieux échantillonnés et la paire QSM/MES pour un seul événement échantillonné, le biais est inférieur à 2 %.

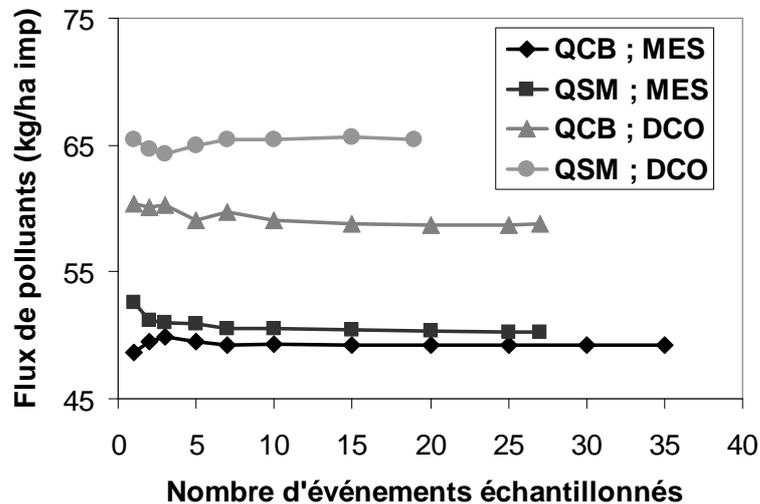


Figure 93 : Impact de l'utilisation de moins d'événements pour le calcul du flux de l'événement pluvieux médian n°75 avec la méthode par calibration unique globale (CU) pour les 4 paires site/paramètre polluant

3.2. Dispersion et incertitudes

3.2.1. Pour le temps de pluie annuel

L'impact du nombre d'événements échantillonnés sur la dispersion des flux est net. La Figure 94 montre les demi-intervalles de confiance à 95 %, en pourcentage du flux annuel, pour les 4 paires site/paramètre polluant et pour les deux méthodes CE et CU. L'incertitude augmente lorsque le nombre d'événements échantillonnés diminue. La paire QCB/DCO se distingue encore par une dispersion plus importante en raison de la plus forte variabilité des relations de calibration établie pour cette paire. L'utilisation de la turbidité permet de connaître les flux de polluants avec une dispersion plus faible que la méthode de la concentration caractéristique (CC) qui consiste à calculer les flux à partir d'une concentration moyenne de polluants (Mourad, 2005).

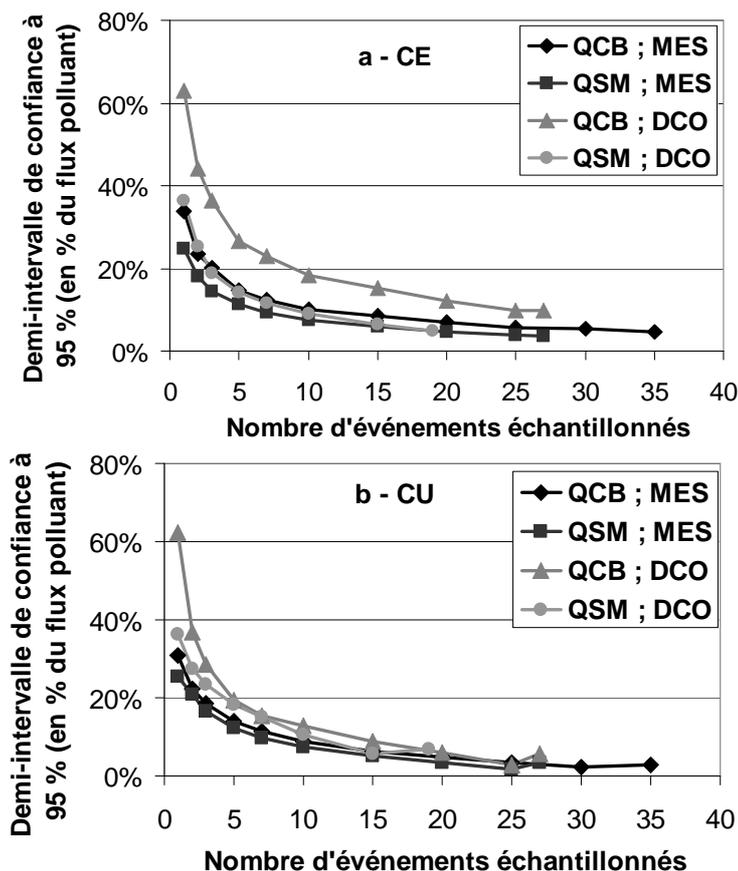


Figure 94: Dispersion du flux de temps de pluie annuel en fonction du nombre d'événements échantillonnés pris en compte pour la méthode par calibration événementielle (a) et la méthode par calibration unique (b) ; demi-intervalle de confiance à 95 % en pourcentage du flux pour les 4 paires site/paramètre polluant (Lacour et al., 2009b)

Le Tableau 32 permet de comparer l'utilisation de la méthode de concentration caractéristique (CC) par rapport à l'utilisation des mesures en continu de turbidité avec la méthode CE pour évaluer des flux de polluants.

Tableau 32 : Dispersion (demi-intervalle de confiance à 95 %) des flux de polluants annuels de temps de pluie, en fonction du nombre d'événements échantillonnés, calculée pour la méthode de concentration caractéristique (CC) et la méthode de mesure en continu de turbidité (MCT) pour les 4 paires site/paramètre polluant et pour la méthode CE

Nombre d'événements échantillonnés	Dispersion des flux de MES (%)			Dispersion des flux de DCO (%)		
	CC ^a	MCT (QCB)	MCT (QSM)	CC ^a	MCT (QCB)	MCT (QSM)
3	± 57	± 20	± 14	± 55	± 36	± 19
5	± 50	± 15	± 11	± 48	± 27	± 14
10	± 34	± 10	± 8	± 32	± 18	± 9
15	± 29	± 9	± 6	± 25	± 15	± 6

^a Résultats établis à partir de 67 événement pour les MES et 64 pour la DCO sur le bassin versant du Marais par Mourad (2005) et Mourad *et al.* (2005)

Les dispersions obtenues grâce aux mesures en continu de turbidité sont toujours inférieures aux dispersions obtenues par la méthode de concentration caractéristique. Pour évaluer les flux avec une dispersion de l'ordre de $\pm 15\%$, la méthode de concentration caractéristique requiert

l'échantillonnage de plus de 50 événements dans l'année alors que seulement 5 événements sont nécessaires avec des mesures en continu de turbidité. Bien que la dispersion de la paire QCB/DCO soit deux fois supérieure à la dispersion des autres paires, l'échantillonnage de 15 événements suffit pour évaluer les flux avec une dispersion de $\pm 15\%$, ce qui reste donc mieux que la méthode de concentration caractéristique (CC).

Les résultats sont similaires pour la méthode CU. L'utilisation de mesures en continu de turbidité nécessite donc peu de campagnes d'échantillonnages d'événements pluvieux pour obtenir des dispersions faibles sur l'évaluation des flux annuels de polluants.

3.2.2. A l'échelle événementielle

Pour la méthode CU, la Figure 95 illustre les résultats de dispersion (en demi-intervalle de confiance à 95 % et en pourcentage du flux de l'événement) pour l'événement pluvieux médian.

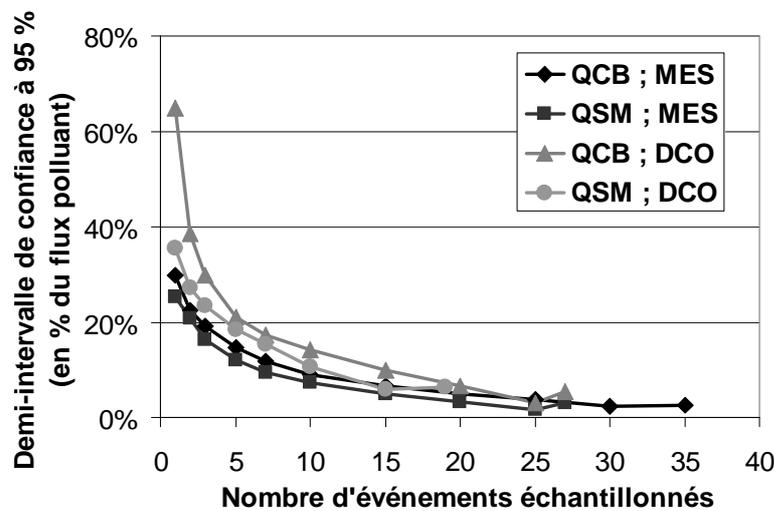


Figure 95 : Dispersion du flux de l'événement pluvieux médian n°75 en fonction du nombre d'événements échantillonnés pris en compte pour la méthode par relation unique (CU) ; demi-intervalle de confiance à 95 % en pourcentage du flux pour les 4 paires site/paramètre polluant

Les valeurs de dispersion sont quasiment les mêmes à l'échelle de l'événement pluvieux qu'à l'échelle annuelle contrairement au cas des erreurs aléatoires qui sont plus importantes à l'échelle événementielle qu'à l'échelle annuelle.

Contrairement aux erreurs aléatoires, les erreurs systématiques de calibration des droites sont corrélées de sorte qu'il n'y a pas forcément de compensation des erreurs lorsque l'on somme des flux événementiels sur une année (chapitre 8, paragraphe 1.2). En supposant comme au chapitre 9, paragraphe 2.2.2 que tous les événements aient la même incertitude systématique $u^2(F_i)$ et

une contribution identique $F = \sum_{i=1}^N F_i \approx N \cdot F_i$, l'utilisation de la formule (5) du chapitre 8, paragraphe 1.1 donne

$$\frac{u_c(F)}{F} = \frac{N \cdot u(F_i)}{F} \approx \frac{N \cdot u(F_i)}{N \cdot F_i} \approx \frac{u(F_i)}{F_i}$$

Il est donc normal que l'incertitude de calibration soit du même ordre de grandeur aux échelles événementielle et annuelle.

3.2.3. Illustration pour quelques valeurs statistiques de dispersion

La Figure 96 présente pour la paire QCB/MES, les dispersions en fonction du nombre d'événements échantillonnés pour les événements pluvieux correspondant aux valeurs statistiques figurant dans le Tableau 31 (minimum, 1^{er} quartile, médiane, 2^{ème} quartile, maximum) ainsi que la dispersion relative au flux annuel de temps de pluie. Le 2^{ème} quartile est proche du minimum. La majorité des événements pluvieux présente donc des dispersions faibles de l'ordre de la dispersion du temps de pluie annuel. La mesure en continu de turbidité permet donc le calcul de flux avec peu de dispersion à l'échelle événementielle.

Quelques événements se distinguent par de fortes incertitudes. Les flux événementiels avec de forte incertitudes sont peu nombreux : ils correspondent à des événements avec des variations très faibles de turbidité (dynamique plate).

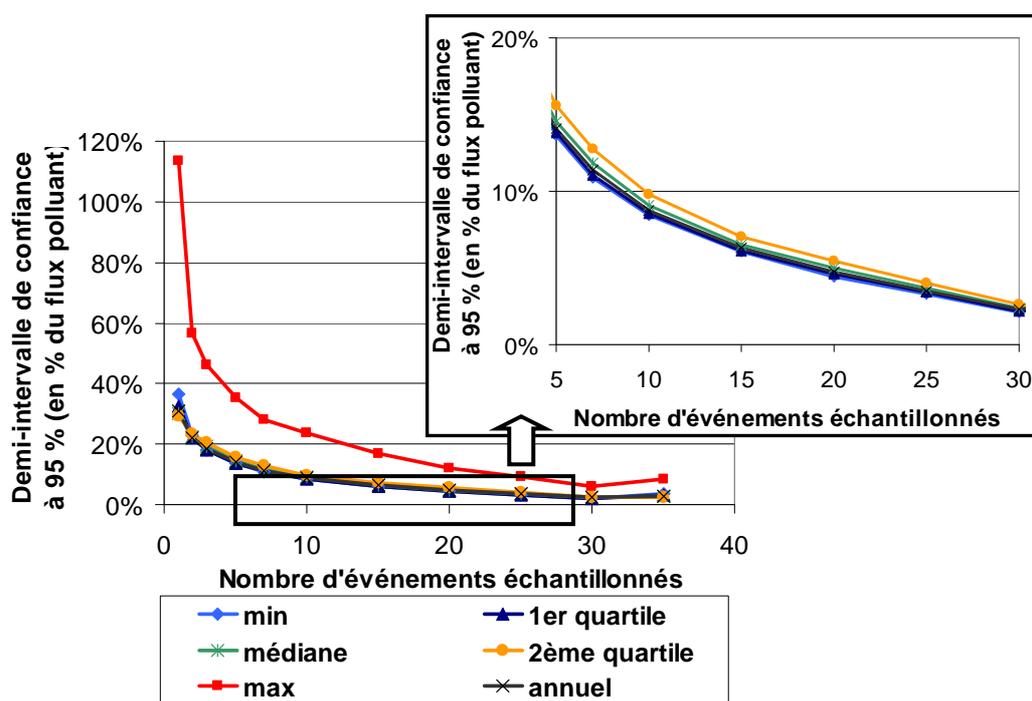


Figure 96 : Dispersion des flux des événements pluvieux relatif au minimum, au 1^{er} quartile, à la médiane, au 2^{ème} quartile et au maximum des dispersions et dispersion du flux annuel de temps de pluie, en fonction du nombre d'événements échantillonnés pris en compte pour la méthode par relation unique (CU) ; demi-intervalle de confiance à 95 % en pourcentage du flux pour la paire QCB/MES

3.3. Comparaison des deux méthodes

Tout au long de ce chapitre, les différents calculs de flux annuels de temps de pluie ont été conduits avec deux méthodes distinctes : la méthode utilisant une affectation de relations de calibration spécifiques à chaque événement (CE) et une méthode utilisant une unique relation de calibration linéaire construite avec tous les événements pluvieux (CU). Si les résultats obtenus avec l'une ou l'autre des deux méthodes sont similaires, il est intéressant d'analyser les différences existant entre les deux méthodes en termes de flux annuels moyens et en termes de dispersion de ces flux.

Les flux annuels moyens ne doivent *a priori* pas être affectés par le choix de la méthode car même si les processus différents, les bases de données utilisées sont les mêmes et les méthodes

doivent converger vers la même moyenne. La Figure 97 présente les différences entre les flux annuels moyens de temps de pluie évalués avec l'une ou l'autre des méthodes par rapport au flux annuel moyen de temps de pluie évalué avec la méthode CE. Les différences sont faibles, inférieures à 4 % et restent constantes pour une paire site/paramètre polluant donné quel que soit le nombre d'événements échantillonnés (excepté pour les très faibles nombres d'échantillonnages – 1 à 3 événements –). Les mêmes résultats ont été obtenus en augmentant le nombre de simulations de 2000 à 5000 de sorte que ces différences ne sont pas un biais induit par les méthodes de simulations mais bien liées aux processus modélisés.

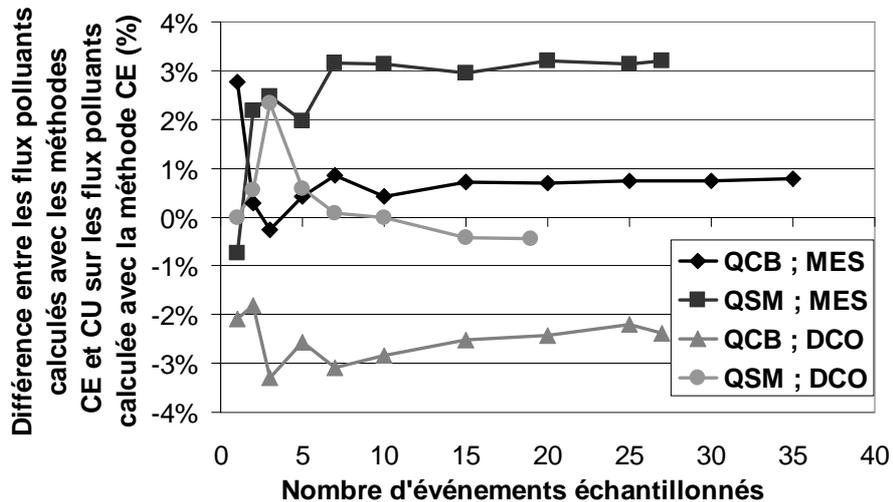


Figure 97 : Différences entre le flux annuel de temps de pluie moyen calculé avec la méthode CE et celui calculé avec la méthode CU sur le flux annuel de temps de pluie moyen calculé avec la méthode CE (%) en fonction du nombre d'événements échantillonnés pour les 4 paires site/paramètre polluant (Lacour et al., 2009b)

Les méthodes se distinguent plus fortement lorsque les dispersions sont l'objet des comparaisons. La Figure 98 met en évidence des écarts de dispersion pouvant atteindre 70 % de la dispersion de la méthode CE. L'écart est d'autant plus grand que le nombre d'événements échantillonnés est grand. En effet, lorsque le nombre d'événements échantillonnés est faible, la dispersion des flux annuels de temps de pluie reflète fortement la dispersion des bases de données de calibration $\{\text{turbidité/paramètre polluant}\}_{1 \rightarrow n_{\max}}$ et atténue les différences entre les méthodes. Les différences se produisent alors dans les deux sens possibles : plus de dispersion avec la méthode CE, ce qui est particulièrement visible pour la paire QCB/DCO ou plus de dispersion avec la méthode CU, ce qui est particulièrement visible pour la paire QSM/DCO. En revanche, lorsque le nombre d'événements échantillonnés est grand (7 à 15 événements selon la paire site/paramètre polluant), la méthode CE aboutit à une dispersion plus importante que la méthode CU car elle tient plus compte de la variabilité inter-événementielle des droites de calibration. Pour les 4 paires site/paramètre polluant, la Figure 98 montre également une rupture de pente avant le flux calculé pour toute la base de données, c'est-à-dire pour le dernier point des courbes. Ce phénomène est dû à la différence de mise en œuvre entre le calcul de la référence (pour toute la base de données) et le calcul des flux dans des conditions de sous-échantillonnage. Les intervalles de confiance à 95 % des deux méthodes sont donc significativement différents. Les deux méthodes reposent sur des hypothèses différentes et la méthode CE semble mieux reproduire la dispersion lorsque le nombre d'événements échantillonnés est grand. Toutefois, étant donné que les différences de dispersion sont surtout visibles lorsque le nombre d'événements échantillonnés est grand, et que la dispersion des flux est alors faible, l'utilisation de l'une ou l'autre des méthodes n'a pas un impact très important sur un plan pratique lorsque la dispersion est exprimée en pourcentage du flux annuel de temps de pluie.

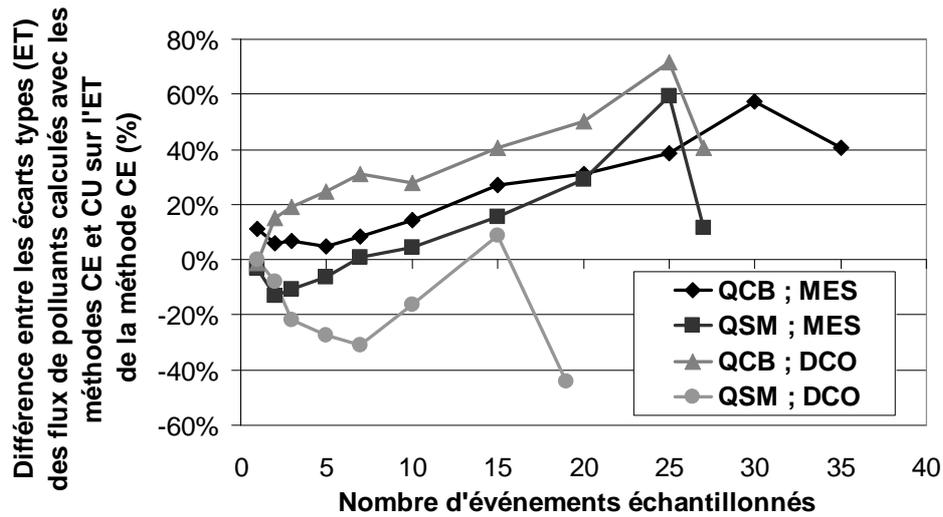


Figure 98 : Différences entre l'écart-type du flux annuel de temps de pluie calculé avec la méthode CE et celui calculé avec la méthode CU sur l'écart-type du flux annuel de temps de pluie calculé avec la méthode CE (%) en fonction du nombre d'événements échantillonnés pour les 4 paires site/paramètre polluant (Lacour et al., 2009b)

4. Intérêt significatif de la turbidité pour l'évaluation des flux

Ce chapitre a montré que l'utilisation de la turbidité apporte un gain de précision important dans l'évaluation des flux de MES et de DCO de temps de pluie à l'échelle annuelle et événementielle. La sensibilité des flux aux données de calibration, c'est-à-dire au nombre d'événements échantillonnés pour établir les relations entre turbidité et paramètre polluant est faible. Les principaux points à retenir sont les suivants :

- Le calcul des flux de polluants annuels et événementiels n'est pas biaisé même si le nombre d'événements échantillonnés est faible.
- La dispersion des flux de temps de pluie augmente lorsque le nombre d'événements échantillonnés diminue mais reste toujours inférieure à la dispersion obtenue en utilisant la méthode de la concentration caractéristique pour le même nombre d'événements échantillonnés.
- Les flux événementiels présentent pour la plupart la même sensibilité aux données de calibration que le flux annuel.
- Les erreurs aléatoires sont négligeables l'échelle du temps de pluie annuel mais peuvent avoir un impact non négligeable à l'échelle de l'événement pluvieux.
- Avec la turbidité, 5 événements suffisent à obtenir une incertitude sur le flux annuel de MES de temps de pluie de l'ordre de $\pm 15\%$ contre $\pm 50\%$ si ces 5 événements sont utilisés pour calculer une concentration moyenne (Mourad *et al.*, 2005b).

Ces bons résultats sont dus à la connaissance de la dynamique de la pollution particulaire à pas de temps court apportée par la mesure en continu de turbidité et à la faible variabilité inter-événementielle des relations linéaires de calibration MES/turbidité ou DCO/turbidité.

Conclusions de la partie III

La partie III met en œuvre une méthodologie de calcul des flux de polluants à partir de mesures en continu de turbidité à l'aide de sites synthétiques, mais représentatifs de cas réels. Elle s'appuie sur des flux de référence définis comme des variables aléatoires, c'est-à-dire avec leur dispersion propre. Cette méthodologie a eu pour objectif de simuler un appauvrissement des bases de données et de calculer des flux et leur dispersion en fonction d'un nombre d'événements échantillonnés variable.

Deux méthodes distinctes ont été testées. Elles reposent sur des hypothèses différentes.

- La méthode d'affectation de relations de calibration spécifiques à chaque événement (CE) suppose une homogénéité intra-événementielle des relations turbidité/paramètre polluant et une variabilité inter-événementielle de ces mêmes droites de calibration.
- La méthode par droite de calibration unique globale (CU) est plus appropriée si l'hypothèse d'homogénéité intra-événementielle n'est pas vérifiée.

Les deux méthodes n'entraînent pas de différences majeures dans l'évaluation des flux et de leur dispersion. Par conséquent, selon le cadre d'hypothèses, cette méthodologie est parfaitement transposable à d'autres sites voire à d'autres relations de calibration non linéaires.

L'utilisation de mesures en continu de turbidité permet d'évaluer des flux de MES et de DCO avec une dispersion faible, compatible avec les besoins opérationnels et pour un nombre d'événements échantillonnés réduit par rapport aux méthodes classiques reposant sur des prélèvements.

Toutefois, l'information sur cette dispersion n'est pas accessible directement et nécessite de disposer de bases de données très complètes. En effet, les résultats de cette partie montrent que l'évaluation des flux est possible avec peu d'événements mais que le calcul de la dispersion demande au contraire de connaître la variabilité inter-événementielle des droites de calibration et donc d'avoir une base de données de calibration importante. Il serait intéressant de poursuivre ces recherches par une évaluation du nombre d'événements pluvieux nécessaires pour estimer la dispersion des flux. La transposition de ces résultats sur le plan opérationnel nécessite donc une généralisation des résultats à partir de travaux similaires sur d'autres sites.

Partie IV

Utilisation de la turbidité dans des stratégies de gestion en temps réel des réseaux d'assainissement

« La volonté aboutit à un ajournement, l'utopie ; la science aboutit à un doute, l'hypothèse. »

Victor Hugo

Introduction

Dans la partie II de ce travail de recherche, nous avons mis en évidence l'intérêt potentiel de la turbidité pour la gestion en temps réel des flux dans les réseaux d'assainissement. Dans cette partie, nous proposons de chiffrer ce gain à l'aide de simulations de stratégies de gestion en temps réel utilisant des données de turbidité.

Dans un premier temps, le chapitre 10 décrit le principe et le fonctionnement de la gestion en temps réel dans les réseaux d'assainissement à partir d'une synthèse bibliographique et d'une enquête sur les pratiques de gestion de temps de pluie. L'objectif final de ce chapitre est d'identifier des configurations et des stratégies où la turbidité peut être introduite puis de paramétrer ces cas types de façon réaliste en s'appuyant sur des systèmes réels.

Deux configurations de réseau ont été testées.

- La première, traitée dans le chapitre 11 se compose de deux branches en parallèle.
- La seconde, traitée dans le chapitre 12, repose sur un système composé d'une entrée matérialisée par l'aval d'un bassin versant, d'un bassin en parallèle et d'une contrainte aval de débit représentée par une station d'épuration.

Dans les deux cas, les différentes stratégies testées sont toujours doubles :

- L'une des stratégies s'appuie uniquement sur des mesures de débit,
- La seconde s'appuie sur des mesures de débit et de **turbidité**.

La stratégie de base n'utilisant que des mesures quantitatives est donc toujours comparée à une stratégie alternative s'appuyant sur la mesure de qualité. Le gain apporté par la turbidité sera chiffré comme le rapport entre la masse déversée avec la stratégie utilisant des mesures de turbidité et celle déversée avec la stratégie fondée uniquement sur les débits. En revanche, les volumes déversés avec l'une ou l'autre des stratégies seront les mêmes de façon à ce que les comparaisons ne portent que sur les masses déversées.

La prévision des mesures de turbidité n'étant pas possible, les données seront utilisées en temps réel, sans prévision, l'objectif étant d'utiliser des **données réelles** de débit et de turbidité et non des données simulées. Les stratégies testées dans les chapitres 11 et 12 s'appuient donc sur les données de débit et de turbidité des sites parisiens des Quais et de Clichy.

Chapitre 10. Etat de l'art sur la gestion en temps réel des réseaux d'assainissement

Ce chapitre a pour objectif de mieux comprendre le principe de la gestion en temps réel des flux dans les réseaux d'assainissement et de construire des scénarios de gestion qui seront testés dans les chapitres 11 et 12. Dans une première partie, une synthèse bibliographique sur la gestion en temps réel est effectuée. Puis, des résultats d'une enquête sur les pratiques de gestion de temps de pluie, effectuée auprès de gestionnaires français sont exploités. L'étude bibliographique et l'enquête permettent de donner des exemples de configurations, d'objectifs et de stratégies de gestion. Enfin, à partir de ces éléments, les cas-types, testés dans les chapitres 11 et 12 sont définis.

1. Travaux de recherche sur la gestion en temps réel

1.1. *Qu'est-ce que la gestion en temps réel ?*

1.1.1. **Eléments de contexte**

La gestion en temps réel (GTR) des réseaux d'assainissement désigne la gestion des écoulements fondée sur l'automatisation du système et sur le traitement informatisé des données hydrauliques et hydrologiques. Il est ainsi possible de suivre, d'analyser et de contrôler avec un très faible décalage de temps, le fonctionnement de tout ou partie du système et d'agir sur son fonctionnement (Chocat & al., 1997). La gestion en temps réel peut donc porter sur l'ensemble du système hydraulique (canalisations, ouvrages ponctuels, station d'épuration) ou sur une partie seulement comme la gestion d'un ouvrage de stockage.

Dans les réseaux d'assainissement, le concept de gestion en temps réel est apparu au milieu des années 60, un peu plus tard que dans les réseaux d'eau potable. La GTR s'est développée dans un contexte de complexification des réseaux urbains et de recherche d'efficacité et d'économie (Chocat & al., 1997). Longtemps freinée par un manque de connaissances du fonctionnement des différents ouvrages et surtout, par une carence en données, la gestion en temps réel a connu un nouvel essor entre 1975 et 1985 grâce aux progrès de la métrologie, de l'informatique et de la simulation des écoulements par modélisation. Depuis, les recherches se sont multipliées à l'échelle mondiale et des premiers exemples d'application de ce concept ont été mis en œuvre.

1.1.2. **Minimiser les rejets**

A l'origine, la gestion en temps réel des réseaux d'assainissement avait un objectif de suppression des débordements de réseaux pour se prémunir contre le risque d'inondations. La plus grande maîtrise de ce risque et la prise de conscience des préoccupations environnementales ont fait émerger un second objectif : la minimisation des rejets dans le milieu récepteur, qui répond également au contexte réglementaire en vigueur. La non-dégradation des capacités de la station d'épuration (STEP) est un objectif secondaire qui peut également être pris en compte.

L'objectif de minimisation des rejets s'exprime dans la plupart des cas comme un objectif de minimisation des volumes rejetés dans le milieu naturel (Schütze & Alex, 2004; Schütze *et al.*,

2004). Il se décline plus précisément sous la forme de l'utilisation uniforme des capacités de stockage du système et de l'autorisation des déversements à la seule condition que toutes les capacités disponibles de stockage aient été utilisées (Hochedlinger *et al.*, 2006; Schütze *et al.*, 2006).

Il est rare que la minimisation des rejets implique une minimisation de la masse rejetée car très peu de systèmes de GTR intègrent des critères de qualité en plus des critères de volume dans leur mode de gestion. Toutefois, dans certains cas, des critères de qualité peuvent être pris en compte comme l'usage préférentiel du volume de stockage pour les eaux usées les plus lourdement chargées. Lorsque l'objectif de minimisation des rejets ne s'exprime pas seulement à travers la minimisation du volume rejeté, des critères qualitatifs tels que la masse totale déversée, la concentration maximale déversée (en mg/l) ou encore la durée pendant laquelle des seuils de qualité sont dépassés peuvent être utilisés.

En fonction de la définition donnée à la minimisation des rejets, certains auteurs distinguent trois types de systèmes de gestion en temps réel (Vanrolleghem *et al.*, 2005) :

- La GTR basée sur les contrôles de volumes avec comme objectif la minimisation des volumes entrant dans le milieu récepteur par traitement et/ou stockage des effluents. C'est le système le plus fréquemment rencontré,
- La GTR basée sur des contrôles de la qualité (en général la concentration d'un polluant donné) avec comme objectif la minimisation de la quantité totale de polluants qui entrent dans le milieu naturel en privilégiant le stockage des effluents chargés en matières polluantes et en déversant les eaux diluées de très faible teneur en polluants (Hochedlinger *et al.*, 2006; Petruck *et al.*, 1998),
- La GTR basée sur des contrôles de qualité du milieu récepteur. Il s'agit de modélisation intégrée tenant compte simultanément de contraintes du réseau, de la STEP et du milieu récepteur.

1.1.3. Les stratégies de gestion

La gestion en temps réel peut désigner des systèmes très divers allant d'un niveau de contrôle local sur un ouvrage particulier à une prise en compte de l'automatisation globale de tout un système (Lemoine, 2004). Actuellement, certaines recherches visent à mettre au point une gestion en temps réel intégrée couplant le réseau, la station d'épuration et le milieu naturel (Schütze & Alex, 2004).

Si l'on s'appuie sur le schéma de la Figure 99, l'ensemble des données et des critères de décisions (représentés dans les ronds bleus du schéma), représente les informations nécessaires au processus de GTR. Ces informations sont ensuite transformées par des outils de prévision et de décision (représentés dans les carrés violets du schéma), qui peuvent avoir des degrés de complexité variables. Les stratégies de gestion peuvent s'appuyer sur des prévisions pluviométriques et/ou hydrauliques à plus ou moins long terme ou seulement réagir à des valeurs et des niveaux atteints dans le système (Lemoine, 2004). De même, les stratégies peuvent être définies à l'avance et appliquées en fonction des prévisions et des conditions à un instant donné ou bien être adaptatives et optimisées en temps réel selon l'évolution des conditions dans le système (Chocat, 2005; Pleau *et al.*, 2005; Schütze *et al.*, 2002; Schütze *et al.*, 2004). C'est par exemple le cas du réseau d'assainissement de Québec (Pleau *et al.*, 2005).

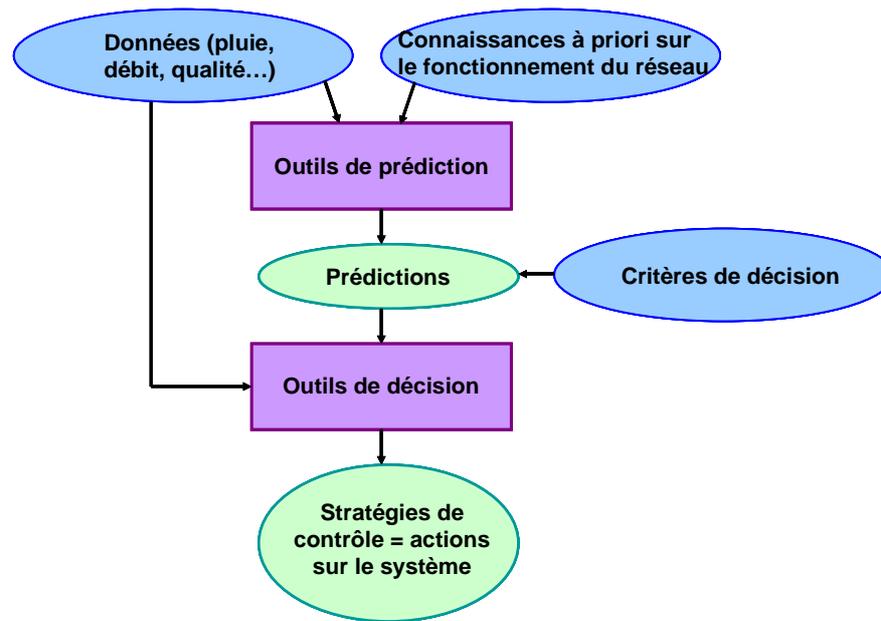


Figure 99 : Schéma de principe d'une stratégie de GTR d'après Lemoine (2004)

La stratégie de contrôle constitue une réponse optimisée à des objectifs formulés lors de la mise en place du système de gestion en temps réel (Schütze *et al.*, 2001; Schütze *et al.*, 2006). La définition des stratégies n'est pas toujours évidente car il faut trouver la meilleure réponse possible à des objectifs de gestion pouvant être très nombreux et parfois contradictoires. Selon la complexité de la situation et les choix des gestionnaires, les outils développés sont multiples. Des listes de règles de programmation « if – then » pour les cas les plus simples (Polaskova *et al.*, 2006; Schütze *et al.*, 2005), des matrices de décision, de la logique floue, des réseaux de neurones, ou encore une progression par essais/erreurs lorsque les systèmes se complexifient (Schütze & Alex, 2004; Schütze *et al.*, 2002) sont des outils possibles. Lorsque la stratégie est optimisée en temps réel, les temps de calculs doivent être compatibles avec la gestion du système.

Les actions de GTR opérées sur les éléments du système d'assainissement grâce aux consignes données aux différents actionneurs (vannes, pompes etc) découlent de la stratégie.

1.2. Gestion fondée sur le contrôle des volumes

1.2.1. Principe des études

Dans ce paragraphe, différentes études relatives à des systèmes de GTR sont présentées. Il peut s'agir soit de l'étude de systèmes réels ou bien de cas d'école utilisant des systèmes inventés spécifiquement. L'objectif est d'illustrer les types de réseaux testés et les paramètres importants des différentes modélisations.

Un guide d'aide à la décision a permis de lister les éléments importants à considérer lors de l'élaboration de systèmes de gestion en temps réel (Schütze *et al.*, 2006). Parmi les critères décisifs, figure notamment le volume de stockage du système, exprimé en mètres-cubes par hectare imperméabilisé, qui ne doit pas être trop petit pour que des stratégies puissent être développées. Aux capacités de stockage s'ajoute le critère de la répartition de ces capacités dans les différents bassins. Pour une même configuration, les systèmes seront plus ou moins efficaces selon les capacités de stockage et la répartition de ces capacités (Jorgensen *et al.*, 1995).

1.2.2. Exemples d'études

De plus en plus d'agglomérations disposent de systèmes totalement ou partiellement automatisés. Même si certains systèmes ne sont pas totalement opérationnels, des simulations de gestion en temps réel portant sur certains éléments des réseaux ont été effectuées en vue de réalisations effectives dans le futur. Ces exemples de simulations, qu'ils soient à ce jour concrétisés ou non par une réalisation effective ont été étudiés dans la suite de ce paragraphe à partir de publications de recherche. La liste citée n'est évidemment pas exhaustive. Par ailleurs, nous avons simplement relevé certaines valeurs caractéristiques utilisées dans les simulations.

Le réseau le plus souvent cité en exemple est celui de Québec pour lequel la gestion en temps réel fonctionne de façon très satisfaisante (Colas *et al.*, 2005; Pleau *et al.*, 2005; Schütze *et al.*, 2004). A Rome, des scénarios de stockage automatisé en ligne par l'intermédiaire de seuils ont été testés (Campisano *et al.*, 2000). Des villes de taille importante comme Ense-Brême (Weyand, 2002), Vienne (Fuchs & Beeneken, 2005), Berlin (Schroder *et al.*, 2004), Rotterdam, La Haie (Lobrecht & Solomatine, 2002), Seattle (Darsono & Labadie, 2006) ou bien de tailles plus modestes comme Linz (Hochedlinger *et al.*, 2006) ou Vils en Autriche (Achleitner *et al.*, 2006), Tielt au Pays-Bas, (Vanrolleghem *et al.*, 2005), Odenthal en Allemagne (Erbe *et al.*, 2002), Saint-Malo en France (Gogien *et al.*, 2002) ou encore Trondheim en Norvège (Milina *et al.*, 1999) ont fait l'objet d'études et de simulations de GTR. Bien que les réseaux d'assainissement soient tous très différents d'une ville à l'autre, les simulations sont basées sur le même principe. Elles consistent à isoler certains bassins versants, auxquels sont affectées des capacités de stockage et qui répondent à une contrainte hydraulique en général fixée par le débit d'admission en station d'épuration. Le Tableau 33 résume quelques-unes des études précédemment citées.

Tableau 33 : Exemples de quelques études de systèmes de GTR

Objet de l'étude	Surface totale (ha)	Nombre de BV étudiés	Capacités de stockage	Nombre de DO
Bordeaux (Gelas <i>et al.</i> , 2004)	6200	4	7 bassins d'un volume spécifique moyen de 250 m ³ /ha _{imp}	6
Copenhague (Rauch & Harremoes, 1999)	1 020	5	5 bassins de 6 m ³ /ha _{imp} à 80 m ³ /ha _{imp} selon le BV	5
Rome (Campisano <i>et al.</i> , 2000)	6 100	7	Stockage en ligne de 153 m ³ /ha _{imp}	1
Ense-Bremen (Weyand, 2002)	220	6	7 bassins d'un volume spécifique moyen de 72 m ³ /ha _{imp}	7
Vienne (Fuchs & Beeneken, 2005)	40 000	5	Stockage en ligne de 33 m ³ /ha _{imp} en moyenne : de 16 m ³ /ha _{imp} à 106 m ³ /ha _{imp} selon le BV	*NC
Berlin (Schroder <i>et al.</i> , 2004)	1 796	3	Environ 5 à 6 m ³ /ha _{imp} dans 2 bassins + stockage en ligne sur les 3 BV : 35 ; 6 et 522 m ³ /ha _{imp}	27
Linz (Hochedlinger <i>et al.</i> , 2006)	4815	6	Environ 13 m ³ /ha dans 3 bassins	5
Vils/Reutte (Achleitner <i>et al.</i> , 2006)	100	27	Environ 30 m ³ /ha _{imp} dans 7 bassins	7
Odenthal (Erbe <i>et al.</i> , 2002)	429	*NC	Environ 26 m ³ /ha _{imp} dans 5 bassins	5
Tielt (Vanrolleghem <i>et al.</i> , 2005)	11 000	1	Environ 15 m ³ /ha _{imp} dans 2 bassins	2
Saint-Malo (Gogien <i>et al.</i> , 2002)	1400	12	Environ 311 m ³ /ha _{imp} dans 15 bassins	9

*NC Non Communiqué

Le Tableau 33 met en évidence une grande hétérogénéité dans les volumes de stockage, de 6 à 522 m³/ha imperméabilisés. La taille et la complexité des systèmes testés sont également très variables. Il est très difficile de tirer des conclusions des publications scientifiques qui ne permettent pas de distinguer ce qui relève de tests réels, suivis ou non de mise en place *in situ* ou encore de tests de logiciels de modélisation. Cette étude ne permet donc pas de faire une synthèse globale en vue de la construction de cas types et de stratégies de gestion en temps réel.

1.3. Gestion fondée sur la qualité

1.3.1. Principe des stratégies utilisant la qualité

En raison d'un manque de fiabilité et de difficultés opérationnelles, certains chercheurs et gestionnaires de réseaux doutent des possibilités de mise en place de systèmes de gestion en temps réel utilisant des mesures de qualité (Duchesne *et al.*, 2003). A défaut de normes de qualité, il est souvent admis que limiter le volume des déversements équivaut à limiter la masse de pollution rejetée dans le milieu naturel.

Certains chercheurs se sont toutefois intéressés à l'introduction de mesures de qualité dans les systèmes de GTR (Butler & Schütze, 2005; Cenacchi & Maglionico, 2005; Scheer & Weyand, 2002). Certaines actions sur les flux dépendent alors de seuils limites de paramètres de qualité (DCO, MES, azote etc.). Ces stratégies de GTR peuvent être mises en place localement sur un ouvrage particulier ou bien dans le réseau à l'amont d'une STEP, notamment dans le cadre de la gestion intégrée. Cela peut permettre d'effectuer des arbitrages entre différents flux polluants, surtout lorsque les capacités de stockage sont limitées (Klepiszewski, 2005).

On peut par exemple envisager de rejeter directement les effluents dans le milieu naturel si leur concentration est inférieure ou égale à celle des effluents de sortie de STEP (Grüning *et al.*, 2002). La variabilité temporelle des concentrations en MES dans les effluents rend ce type de stratégie particulièrement intéressante (Grüning & Orth, 2002; Nusch & Scheer, 2002). Les mesures en continu de qualité, et notamment de turbidité, permettraient donc de déterminer si les effluents doivent être traités en STEP ou en bassin ou bien être directement rejetés dans le milieu naturel si des phénomènes importants de dilution ont eu lieu (Grüning & Orth, 2002).

Toutefois, ce type de système est souvent limité par les données disponibles. Des tests de GTR avec objectifs de qualité ont été effectués mais avec des données simulées, calées grâce à des prélèvements en oxygène dissous et en ammoniac et sans utilisation de données en continu de qualité en temps réel (Petrucek *et al.*, 1998). En Norvège, une simulation de gestion en temps réel ayant pour objectif d'amener en STEP les effluents les plus chargés en ammoniac et en phosphore a été testée à partir d'un modèle de transport de polluants dissous (Weinreich *et al.*, 1997).

Il convient donc de distinguer l'expression des objectifs en seuil de qualité de la mise en œuvre des stratégies qui utilisent très peu de données réelles mais des données simulées par des modèles.

1.3.2. Applications utilisant des mesures en continu de turbidité

Des essais concluants de gestion des décanteurs primaires de STEP ont été effectués en dosant des ajouts de flocculants en fonction des valeurs de turbidité mesurées en continu à l'amont de la STEP et reliées aux teneurs en DCO des effluents entrant dans le décanteur primaire (Mels *et al.*, 2004).

Une application particulière a été proposée en Allemagne, en amont d'une station d'épuration (Klepiszewski, 2005). Les bassins de stockage à l'amont immédiat de cette STEP ont des capacités très limitées et sont rapidement dépassés en temps de pluie. De nombreux

déversements dans le milieu naturel ont donc lieu. La gestion proposée est de délester les bassins lorsque la concentration en DCO est suffisamment basse et d'accepter un surplus de débit en STEP si cette même concentration est élevée grâce à un dispositif de mesures en continu de turbidité permettant d'évaluer les teneurs en DCO (Klepiszewski, 2005).

2. Enquête sur les pratiques de gestion de temps de pluie dans les réseaux d'assainissement en France

2.1. Mise en œuvre de l'enquête

2.1.1. Un triple objectif

Les recherches bibliographiques ont mis en évidence un intérêt marqué des chercheurs et des gestionnaires pour la gestion en temps réel des réseaux d'assainissement. Toutefois, les résultats de ces recherches bibliographiques demeurent insatisfaisants et ambigus. Il est particulièrement difficile de distinguer les études théoriques des réalisations effectives. Le manque d'éléments concrets ne nous permet pas de tirer de conclusions face à la variabilité des paramétrages et des configurations rencontrées. De plus, il semble que chaque cas dépende du logiciel et des données utilisées. Enfin, le fait de s'intéresser seulement aux publications scientifiques présente un biais car cela exclut des recherches les réalisations effectives que les gestionnaires ne décrivent pas forcément dans le cadre académique des articles scientifiques.

Dans ce contexte, une enquête a été réalisée auprès de gestionnaires de réseaux d'assainissement en France. Cette enquête a un triple objectif.

- Connaître les pratiques actuelles de gestion des réseaux d'assainissement par temps de pluie, notamment les pratiques de GTR,
- Identifier les besoins, les attentes et les applications envisagées par les gestionnaires pour les mesures en continu de qualité ;
- Construire des cas-types et des scénarios de gestion réalistes. Ces scénarios seront mis en œuvre et testés dans les chapitres 11 et 12.

2.1.2. Réseaux ayant participé à l'enquête

Les gestionnaires de réseaux français ayant participé à cette enquête sont listés ci-dessous.

- La SERAM pour Marseille et Allauch (Société d'exploitation du réseau d'assainissement de Marseille)
- La DEA 93 (Direction de l'eau et de l'assainissement de Seine-Saint-Denis)
- La DSEA 94 (Direction des services l'eau et de l'assainissement du Val de Marne)
- La CUB (Communauté urbaine de Bordeaux)
- Le SIAH (Syndicat intercommunal d'aménagement hydraulique du Croult et du petit Rosne)
- Le SIAAP (Syndicat Intercommunal de l'Assainissement de l'Agglomération Parisienne)
- La CUN (Communauté urbaine du grand Nancy)
- Veolia Eau pour Saint-Malo et Brest
- SEVESQ pour la Direction de l'eau et de l'assainissement des Hauts de Seine (DEA 92).

Les réponses à ce questionnaire ont surtout concerné des réseaux de grande taille, dans des environnements moyennement ou fortement urbanisés. Ces territoires font face à la nécessité de protéger les populations et de lutter contre les inondations et à la nécessité de protéger les milieux récepteurs dans un contexte de densification urbaine.

Les occupations des sols sont diverses avec des contraintes géographiques plus ou moins importantes : zones littorales (Bordeaux, Marseille, Brest et Saint-Malo), présence de fortes pentes (particulièrement dans le cas de Marseille, de Bordeaux ou de Nancy) ou au contraire de zones très plates (Seine-Saint-Denis). Il s'agit donc de gérer des zones urbaines denses et imperméabilisées dans les centres urbains anciens et des zones pavillonnaires moins denses en périphérie.

Tous les territoires présentent des zones d'activités importantes, source de pollutions particulières. En dehors du SIAH, qui est entièrement séparatif, les réseaux sont mixtes avec un centre ancien unitaire et des nouvelles zones en séparatif.

2.1.3. Organisation du questionnaire

Le questionnaire envoyé aux différents gestionnaires de réseau se compose de cinq parties distinctes (cf. le questionnaire complet en annexe E).

- La première partie permet une description détaillée du réseau d'assainissement avec des questions relatives à la situation et aux caractéristiques du territoire géré, à l'hydraulique, aux flux de polluants et au milieu récepteur, aux traitements et aux infrastructures.
- La deuxième partie concerne l'instrumentation du réseau et l'utilisation éventuelle de turbidimètres.
- La troisième partie est axée sur la gestion du réseau en temps de pluie en termes d'objectifs et de stratégies de gestion mais également en termes d'utilisation de données de qualité et de retour d'expérience sur la gestion en place.
- La quatrième partie est consacrée à la description (s'ils existent) des systèmes de contrôle automatisés au niveau local et/ou global ainsi qu'à la description des systèmes de télétransmission.
- Enfin, la dernière partie a permis de collecter des informations sur la supervision générale des automatismes et la gestion en temps réel.

L'analyse des réponses au questionnaire est présentée dans la suite de ce chapitre pour les différents gestionnaires. L'interprétation des questions et la précision des réponses sont parfois différentes selon le gestionnaire. Nous ne disposons donc pas forcément du même niveau d'information pour chaque réseau.

2.2. *Gestion des réseaux par temps de pluie*

2.2.1. Principaux objectifs

Les objectifs de gestion des réseaux sont presque systématiquement d'empêcher les inondations et de limiter les déversements dans le milieu récepteur.

Dans le cas particulier de la région parisienne, le SIAAP dispose de la compétence en matière d'assainissement. L'objectif de limitation des déversements dans le milieu naturel s'accompagne de l'objectif d'assurer le bon fonctionnement de l'ensemble des stations d'épuration (STEP). Cet objectif a des conséquences sur la gestion des collectivités en amont qui doivent répondre à certaines contraintes de débit avant d'envoyer les effluents dans les collecteurs gérés par le SIAAP (DSEA 94, SIAH par exemple). L'automatisation des réseaux de la petite couronne d'Ile-

de-France (DSEA 94, DEA 93, DEA 92 et section d'assainissement de la ville de Paris) est d'ailleurs intégrée dans un système de GTR global (MAGE), coordonné par le SIAAP.

Pour la plupart des réseaux, la minimisation des volumes déversés se traduit par l'optimisation du remplissage des bassins (DEA 93, CUB par exemple). Selon les sites, la présence de plages impose des contraintes particulières avec la nécessité de contrôler la qualité bactériologique. C'est le cas à Marseille ou à Saint-Malo où des objectifs sanitaires se superposent aux objectifs plus classiques.

La plupart des réseaux utilisent des systèmes de prévisions météorologiques ainsi que le système CALAMAR qui permet de calibrer les prévisions des radars avec les données de pluviomètres transmises en temps réel. Dans les zones sujettes à des événements pluvieux intenses (Bordeaux ou Marseille), des bulletins d'alerte spécifiques sont utilisés. Suivant ces prévisions, des stratégies de gestion globales sont appliquées à tout le réseau pour répondre du mieux possible aux événements pluvieux.

2.2.2. Stratégies en place

Tous les réseaux utilisent des automatismes locaux pour gérer les ouvrages et les organes de contrôle. A l'inverse des autres réseaux, le SIAH et le réseau de Brest n'utilisent pas de gestion globale et coordonnée des ouvrages et la CUB ne le fait que pour quelques ouvrages. Les données utilisées pour la gestion sont télétransmises vers des postes centralisés. Elles ne sont quasiment jamais validées en temps réel mais *a posteriori* sauf dans le cas de Saint-Malo où un système de validation et de traitement des données a été mis en place. La validation *a posteriori* permet d'affiner certains filtrages en temps réel et d'utiliser les données pour analyser le fonctionnement du système et perfectionner les stratégies de gestion en place.

Les règles de gestion associées à la stratégie générale sont généralement définies à l'aide d'outils de modélisation et de simulations comme les logiciels Infoworks ou MOUSE mais également grâce à l'expérience des opérateurs.

Le détail des stratégies n'a pas été donné par tous les gestionnaires. Nous avons donc retenu les cas de Marseille et de la DEA 93 qui présentent des stratégies assez similaires. A Marseille comme en Seine-Saint-Denis, ce sont les caractéristiques de la pluie prévue (intensité, cumul, durée) qui définissent la stratégie à adopter. Il y a donc un nombre fini de stratégies définies, associées à un type d'événement pluvieux. Selon les caractéristiques de l'événement prévu, un jeu défini de commandes sera appliqué pour les différents organes de contrôle et les ouvrages.

A l'intérieur de chaque réseau, les stratégies de gestion s'appuient fortement sur les ouvrages de stockage et de décantation. Les modes de gestion des bassins varient avec le réseau. A Marseille, en Seine-Saint-Denis et dans le Val-de-Marne, les bassins basculent en mode de gestion décantation ou en mode rétention en fonction de la pluie prévue.

En revanche, à Bordeaux, à Saint-Malo ou dans le cas du SIAH, les bassins sont gérés en mode rétention uniquement, l'objectif étant de garantir une capacité maximale par temps de pluie. De même, à Nancy, même si un fonctionnement en mode décantation est possible, le risque inondations impose le plus souvent une gestion en mode rétention.

2.2.3. Bilan et retour d'expérience

Les objectifs de gestion fixés sont vérifiés à l'échelle annuelle et événementielle au moyen des dispositifs de mesures en place (débit surtout), notamment par l'intermédiaire des réponses aux contraintes d'autosurveillance. En général, des systèmes d'assurance qualité, de suivi journalier et d'indicateurs permettent de vérifier si les objectifs de gestion sont bien respectés (Marseille,

DEA 93, DSEA 94). Il s'agit d'évaluation des rejets au moyen des mesures de débit mais également d'indicateurs sur le fonctionnement du système et des ouvrages en regard des consignes données.

Les principaux problèmes rencontrés sont relatifs à la transversalité des différents objectifs. De même, le dysfonctionnement des équipements est source de situation de crise et peut empêcher le respect des objectifs fixés. C'est pourquoi l'un des objectifs futurs d'amélioration de la gestion repose sur des progrès au niveau de la coordination et de la fiabilisation des systèmes (DEA 93, DSEA 94), notamment dans le cadre de la mise en place du système de GTR global MAGE sur toute la petite couronne en Ile-de-France.

L'amélioration des prévisions des pluies est également un point perfectible tant sur la prévision elle-même (à échéance courte pour Marseille ou les Hauts-de-Seine) que sur l'utilisation des prévisions de la pluie dans la gestion (DSEA 94).

Enfin, des améliorations doivent être apportées à la mise en œuvre et l'exploitation de mesures de qualité comme les MES, la DCO, la DBO ou les mesures bactériologiques (Marseille, CUB, SIAH).

2.3. *Attente et besoins en termes de mesures en continu de la qualité*

2.3.1. **Utilisation des mesures en continu de qualité**

Seuls les réseaux de Seine-Saint-Denis et des Hauts-de-Seine utilisent des turbidimètres au fil de l'eau dans les canalisations et sur les déversoirs d'orage. Ces dispositifs ne sont pas utilisés pour la gestion mais comme outil complémentaire pour contrôler des bilans d'autosurveillance lorsque les campagnes d'échantillonnage sont trop peu nombreuses ou fournissent des résultats douteux.

En revanche, dans le Val-de-Marne, le bassin de la Ferme de l'Hôpital a été équipé d'un turbidimètre dont les mesures servent à gérer la vidange. A Nancy, différents bassins (dont celui de Solvay décrit au chapitre 7) sont équipés de turbidimètres avec un objectif initial de contrôle de la vidange et de la décantation même si cela n'est pas réellement appliqué. A Saint-Malo, des dispositifs de mesure en continu sont à l'étude.

L'utilisation de dispositifs de mesures en continu de qualité dans la gestion de temps de pluie des réseaux reste donc marginale.

2.3.2. **Attentes vis-à-vis des dispositifs de mesure de qualité**

Les dispositifs de mesures en continu sont encore considérés comme peu opérationnels. Les exigences à l'égard de ces dispositifs portent sur la robustesse, la fiabilité, la précision, la faible sensibilité à l'encrassement ainsi que sur les coûts et la facilité d'entretien. La première partie de la thèse a montré que l'obtention de mesures fiables et précises de turbidité sur de longues périodes est possible mais demande un effort de maintenance et éventuellement le doublement des dispositifs par point de mesure.

2.3.3. **Potentiel d'utilisation des mesures en continu de qualité**

Les gestionnaires interrogés retiennent deux applications pour les données en continu de qualité :

- L'évaluation en temps différé des flux déversés dans le milieu naturel (traitée dans la partie III). A cet effet, les turbidimètres seraient placés au niveau de déversoirs d'orage (DEA 93, CUB, SIAH, Saint-Malo). Les bilans d'autosurveillance des Hauts-de-Seine sont par exemple en partie calibrés à partir de données de turbidité. De la même façon,

les turbidimètres pourraient permettre de réaliser les bilans d'autosurveillance par un positionnement dans le réseau en entrée de STEP (SIAH, Brest) ou bien en entrée-sortie de bassins (DSEA 94).

- Le contrôle de la décantation et de la vidange dans les ouvrages de stockage (DEA 93, Saint-Malo, Brest, un cas opérationnel pour la DSEA 94) dont le potentiel a été démontré dans le chapitre 7.

L'application de GTR reposant sur la qualité des effluents au moyen de turbidimètres situés à l'exutoire des bassins versants n'est mentionnée que par trois gestionnaires. Elle permettrait une évaluation de la charge polluante en temps réel par temps de pluie (Marseille, SIAH, Saint-Malo).

De façon plus marginale, d'autres applications ont été mentionnées :

- L'évaluation en continu des performances du système d'assainissement séparatif grâce à la quantification des apports parasites (SIAH),
- La modélisation et la calibration de modèles de qualité,
- La quantification et la sectorisation de pollutions accidentelles (SIAH),
- La gestion des cycles des boues en STEP grâce à un système d'alerte des usines en fonction de la charge polluante détectée par des turbidimètres dans le réseau.

2.3.4. Cas particulier de Saint-Malo

La configuration du réseau de Saint-Malo a amené ses gestionnaires à réfléchir à des règles de gestion s'appuyant sur des données de qualité pour l'un des bassins versants équipé d'un ouvrage de stockage.

Ce bassin versant peut lui-même être divisé en 12 sous-bassins versants. A l'exutoire de chaque sous-bassin, deux vannes permettent soit d'amener les flux dans le bassin de stockage, soit de les déverser dans le milieu naturel, comme cela est représenté pour deux sous-bassins versants sur la Figure 100. Le bassin lui-même n'a pas de déversoir car les déversements ont lieu à l'amont au niveau de l'exutoire des sous-bassins versants (Gogien *et al.*, 2004).

La stratégie de gestion en place consiste à gérer les flux en fonction du niveau de remplissage du bassin. Tant que des capacités sont disponibles dans le bassin, les flux des sous-bassins versants y sont amenés quelle que soit leur provenance ; lorsque le bassin est plein, des déversements ont lieu à l'exutoire de chaque sous-bassin versant. Ce système est robuste mais ne permet pas de tenir compte de la contribution spécifique et hétérogène de chaque sous-bassin (Gogien *et al.*, 2004). C'est pourquoi deux autres stratégies de gestion ont été mises au point et testées avec des outils de modélisation et de simulation (Gogien *et al.*, 2004).

- Une deuxième stratégie alloue à chaque sous-bassin versant une certaine fraction de volume, déterminée à partir des courbes M(V) relatives à chaque sous-bassin versant.
- La dernière stratégie s'appuie sur des mesures de qualité. En fonction d'un seuil de qualité de concentration en MES (110 mg/l), les effluents de chaque sous-bassin versant sont envoyés vers le bassin de stockage ou rejetés dans la rivière Routhouan.

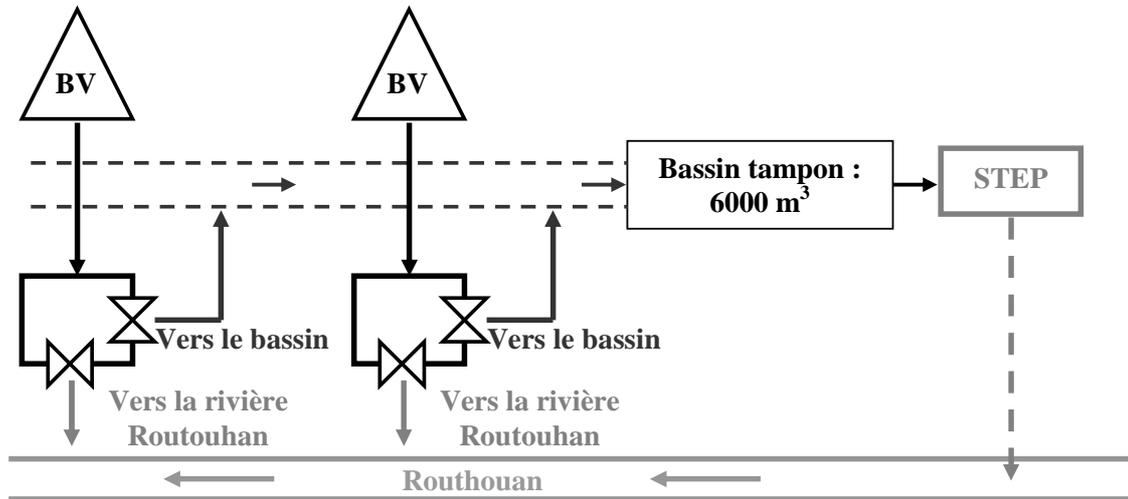


Figure 100 : Schéma de fonctionnement d'une partie du réseau d'assainissement de Saint-Malo (Gogien *et al.*, 2004)

Les résultats de simulations ont montré que la deuxième stratégie empirait la situation par rapport à la stratégie initiale (8 % de masse rejetée en plus) en raison de la variabilité des courbes $M(V)$ d'une pluie à l'autre. Cette stratégie ne pourrait fonctionner qu'en adaptant l'allocation des volumes à chaque événement pluvieux, et donc qu'à partir de prévisions sur l'allure des courbes $M(V)$. Or, cela semble impossible comme l'ont également montré les résultats du chapitre 5. En revanche, la troisième stratégie se révèle efficace et diminue de 21 % les rejets de masses de MES dans le milieu naturel (Gogien *et al.*, 2004). L'exemple de Saint-Malo montre le potentiel d'utilisation des mesures en continu de turbidité dans la gestion en temps réel.

3. Intégration de la turbidité dans des scénarios de GTR

3.1. Objectifs des scénarios de gestion

3.1.1. Quelle place pour la turbidité dans les scénarios ?

Les recherches bibliographiques ont mis en évidence une grande hétérogénéité dans les études relatives à la GTR. Certaines études se sont concrétisées par une réalisation effective, d'autres sont seulement des tests réalisés à partir de configurations réelles et de logiciels de modélisation. Il est donc difficile de synthétiser ces résultats. L'enquête auprès des gestionnaires a permis de mieux connaître les pratiques de gestion de temps de pluie et les attentes en termes de mesures en continu.

La littérature scientifique et l'enquête ont montré que peu d'études ou de réalisations effectives formulaient leurs objectifs à partir de critères de qualité. Pour beaucoup de chercheurs et de gestionnaires, l'objectif de minimisation des volumes d'effluents rejetés suppose dans le même temps la minimisation des masses de polluants rejetés. L'utilisation de mesures en continu de qualité dans des stratégies de gestion est donc très marginale, même dans les études théoriques. L'intérêt du suivi en continu de la qualité se manifeste lorsque les configurations disposent de plusieurs degrés de libertés pour les points de rejets ou le moment du rejet. La synthèse bibliographique et l'enquête ont fait émerger les questions suivantes.

- L'effluent est-il suffisamment dilué pour être déversé dans le milieu récepteur (Grüning & Orth, 2002; Nusch & Scheer, 2002) ?
- Est-il préférable de déverser maintenant ou bien plus tard en fonction des prévisions sur la qualité ou de la connaissance actuelle de la qualité de l'effluent (Grüning & Orth, 2002; Nusch & Scheer, 2002) ?
- Existe-il une branche prioritaire dans le maillage réseau pour laquelle les effluents doivent être traités en priorité (Gogien *et al.*, 2004) ?

Ces questions demandent un suivi de la qualité en plus du volume surtout lorsque les concentrations et les distributions de masse varient beaucoup d'un événement pluvieux à un autre. Si la stratégie de gestion en temps réel vise à limiter des volumes déversés par rapport à une stratégie statique, la réduction des volumes suffira à diminuer la pollution du milieu récepteur.

En revanche, si des **volumes équivalents** sont rejetés en plusieurs points du réseau ou en des instants différents, le suivi de la qualité est pertinent puisqu'à volume égal, les masses rejetées seront différentes selon la concentration au point du rejet ou à l'instant du rejet. La turbidité va donc être introduite pour ces cas particuliers de GTR.

3.1.2. Utilisation de données réelles

Les recherches bibliographiques montrent des degrés de complexité divers dans les études et les réalisations de GTR, de la modélisation simplifiée de quelques bassins versants à la prise en compte du maillage complet d'un réseau de grande agglomération. Dans la plupart de ces études, la mise en place et l'activation des stratégies nécessitent de générer des données avec des logiciels. L'originalité de ce travail est d'utiliser des données réelles issues des sites de mesures parisiens des Quais et de Clichy. Conséquence directe de l'utilisation de données réelles, les configurations sont simples car nous ne disposons que de deux jeux de données simultanés débit/turbidité relatifs aux sites des Quais et de Clichy.

3.1.3. Des configurations et des stratégies explicables et généralisables

En première approche, les configurations de réseau complexes peuvent sembler plus réalistes que des cas-types simplifiés. Toutefois, elles présentent l'inconvénient de complexifier notablement les analyses voire de les fausser. L'objectif de notre étude est de comparer des stratégies n'utilisant pas de critères de qualité à des stratégies utilisant des critères de qualité mais également d'analyser dans quelles configurations des gains sont obtenus. Pour cela, il faut donc disposer de cas-types génériques qui permettent de tester de larges gammes de paramètres et de mieux comprendre les phénomènes par rapport à une configuration complexe, qui sera certes, « réaliste » mais demeurera de l'ordre du cas particulier. Les simulations vont donc porter sur des combinaisons d'éléments simples (canalisation, bassin, point de déversement) à l'image de travaux réalisés sur des configurations de 2 ou 3 réseaux en parallèle ou en série (Cenacchi & Maglionico, 2005; Schütze *et al.*, 2005). Ces cas-types génériques comprennent un point de déversement et généralement un ouvrage de stockage. La modélisation ne détaille pas le fonctionnement des actionneurs du système, comme les vannes par exemple.

3.1.4. Comparaisons de stratégies deux à deux

Le critère choisi pour comparer les stratégies de gestion est la masse annuelle de polluants rejetée dans le milieu naturel, plus précisément la masse annuelle de MES rejetée. En effet, la pollution particulière a plutôt des effets cumulatifs (sur l'eutrophisation du milieu naturel par

exemple) alors que des polluants dissous comme l'ammoniac, les nitrates ou la demande biologique en oxygène (DBO_5) ont plutôt des effets de choc sur le milieu naturel.

La masse annuelle de polluants rejetés sera évaluée pour deux stratégies générant les mêmes volumes déversés :

- l'une n'utilisant que les données de débit,
- l'autre utilisant les données de turbidité.

Dans la plupart des cas, les stratégies n'intègrent pas de prévisions mais utilisent les valeurs de débits et de turbidité en temps réel. Seul un cas particulier de prévision sera testé dans le chapitre 12. Les prévisions ne seront alors pas issues d'un modèle mais des mesures réelles connues.

3.2. Principe des cas-types choisis

3.2.1. Cas de deux entrées pour une contrainte

Un cas-type simplifié a été envisagé à partir de l'exemple de Saint-Malo évoqué au chapitre 10, paragraphe 2.3.4. Comme les sites expérimentaux ne permettent de disposer que de deux séries de données, la configuration se compose de deux branches se rejoignant dans un même collecteur avec une contrainte hydraulique unique en aval, représentée par une STEP. La STEP ne fait pas partie de la modélisation et ses rejets ne sont pas pris en compte dans les évaluations des stratégies. On considère que leur contribution est la même quelle que soit la stratégie. On s'affranchit également des ouvrages de stockage pour se centrer sur le choix de l'arbitrage entre les deux flux (Figure 101). Pour cette configuration, lorsque la somme des débits des deux bassins versants $Q_1 + Q_2$ dépasse la contrainte Q_C , il faut décider comment les capacités disponibles sont réparties sur les deux branches. Autrement dit, les deux stratégies testées consistent à identifier chacun des deux termes de la somme $Q_{S1} + Q_{S2} = Q_C$ d'où découlent également les débits déversés Q_{Dev1} et Q_{Dev2} :

- Dans la stratégie de débit, la répartition entre les branches 1 et 2 a pour objectif d'homogénéiser les volumes déversés et admis,
- Dans la stratégie de turbidité, la répartition entre les branches 1 et 2 a pour objectif d'intercepter en priorité les flux provenant de la branche la plus polluée.

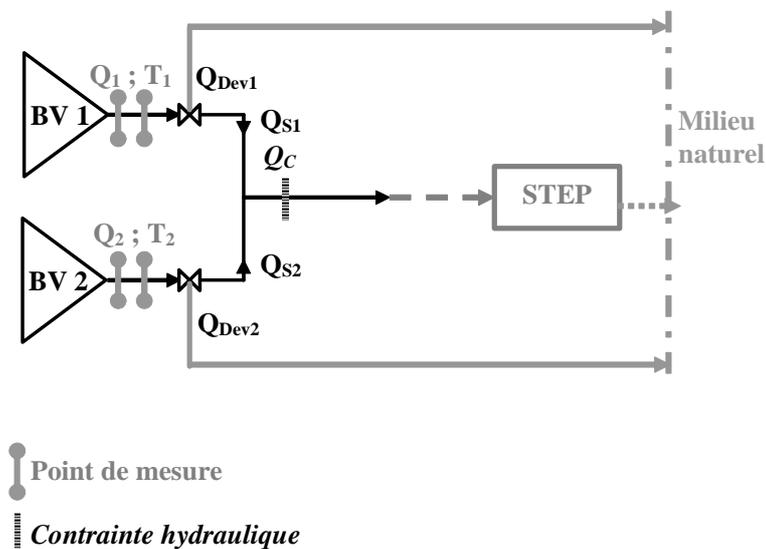


Figure 101 : Cas-type à deux entrées pour une contrainte

3.2.2. Cas d'un seul bassin en parallèle

Dans la seconde configuration, on considère l'aval d'un bassin versant et on lui associe un bassin en parallèle et une contrainte hydraulique par la présence d'une STEP à l'aval. Ce schéma est souvent utilisé dans les modélisations simplifiées de réseaux (Cenacchi & Maglionico, 2005; Kuss, 2007; Mourad, 2005; Schütze *et al.*, 2005). La Figure 102 reprend les principaux éléments de ce cas-type.

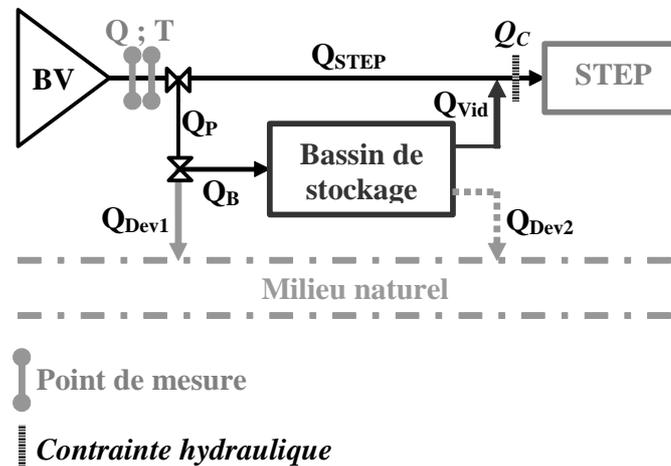


Figure 102 : Cas-type avec un bassin de stockage en parallèle

Le débit admis en STEP, Q_{STEP} , ne doit pas dépasser la valeur de contrainte Q_C imposée par les règles de fonctionnement de la STEP. Lorsque le débit amont mesuré Q est supérieur à Q_C , le surplus $Q_P = Q - Q_C$ est en général dirigé vers le bassin. Lorsque ce dernier est plein, des déversements peuvent avoir lieu à l'amont et/ou à l'aval du bassin (Q_{Dev1} et Q_{Dev2}) en fonction du type de bassin et de la façon dont ce dernier est géré (cf. la typologie des bassins dans le chapitre 7). Lorsque le débit amont Q redevient inférieur à la valeur de contrainte Q_C , le bassin peut être vidangé en évacuant un débit $Q_{Vid} = Q_C - Q$ vers la STEP.

Ce cas général doit être paramétré et associé à des règles de gestion à partir des données fournies par les points de mesures également mentionnés sur la Figure 102. Lorsque des données de turbidité sont introduites, deux types de stratégies peuvent être envisagés.

- Une stratégie utilisant seulement les données de turbidité amont pour décider du devenir des effluents : STEP, bassin ou milieu naturel,
- Une stratégie utilisant les propriétés du bassin de stockage en comparant la turbidité mesurée à l'amont à la turbidité en sortie de bassin.

3.3. Gammes de valeurs des paramètres des scénarios

3.3.1. Valeurs des contraintes hydrauliques

Les contraintes hydrauliques en aval (Q_C dans les exemples de la Figure 102 et de la Figure 101) sont la plupart du temps exprimées comme un multiple du débit moyen de temps sec. En France comme ailleurs en Europe, la norme de dimensionnement couramment utilisée est de 3 fois le débit moyen de temps sec (Schütze *et al.*, 2006), ce qui correspond souvent à la pointe journalière de débit de temps sec.

A partir des résultats de l'enquête réalisée auprès des gestionnaires français, des valeurs de débit de temps de pluie admissible en STEP, exprimées par un coefficient multiplicateur des valeurs de débit moyen de temps sec, ont été listées dans le Tableau 34.

Tableau 34 : Valeurs des contraintes issues des réponses à l'enquête effectuée auprès des gestionnaires de réseaux

STEP	Débit de temps sec moyen (m^3/s) : Q_{moy}	Débit total admissible en traitement (m^3/s) : Q_{max}	Facteur Q_{max}/Q_{moy}
Marseille	4,17	6,94	1,7
Bordeaux Louis Fargues	1,65	2,58	1,6
Bordeaux Clos de Hilde	0,60	3,89	6,5
Bordeaux Sabarège	0,14	0,39	2,7
Bordeaux Cantinolle	0,12	0,28	2,3
Bordeaux Lille	0,08	0,35	4,4
Bordeaux Ambès CD 10	0,01	0,02	2,6
Bordeaux La melotte	0,0039	0,0072	1,9
SIAH	0,53	1,03	1,9
Seine aval	21	45	2,2
Grésillons	1,16	1,81	1,6
Seine centre	2,78	8,50	3,1
Seine amont	6,94	21	3,0
Marne Aval	0,35	0,41	1,2
Nancy	1,02	1,94	1,9

Les valeurs en m^3/s ont été converties à partir de valeurs en m^3/h ou en $m^3/jour$. Les STEP de Clos de Hilde et de Lille, à Bordeaux, sont très récentes et ont des capacités de traitement importantes, d'où les coefficients de 4,4 et de 6,5 listés dans le Tableau 34. Ces deux STEP ont été dimensionnées pour le traitement des eaux pluviales.

Pour les autres STEP listées, les facteurs sont compris entre 1,2 et 3. Dans la majorité des cas, la STEP dispose donc de peu de capacités de temps de pluie, surtout si l'événement se produit au moment de la pointe de temps sec (Tableau 34). Ces valeurs doivent toutefois être considérées avec précaution car les réponses ne permettent pas toujours de distinguer le débit moyen de temps sec de la pointe journalière.

3.3.2. Valeurs des volumes de stockage

Les volumes de stockage sont souvent paramétrés en volumes spécifiques (volume par hectare imperméabilisé). Certains auteurs ont étudié les valeurs optimales de volumes de stockage permettant d'obtenir des gains significatifs grâce à la GTR pour des pays d'Europe. Il semble qu'une capacité minimale de $20 m^3/ha_{imp}$ soit nécessaire pour que les gains apportés par la GTR soient nets (Schütze *et al.*, 2006). De même, Lau J. *et al.* ont trouvé un optimum dans la gestion pour des valeurs de volumes spécifiques comprises entre 25 et $30 m^3/ha_{imp}$ (Lau *et al.*, 2002). Enfin, une gamme de paramétrages de volumes comprise entre 5 et $100 m^3/ha_{imp}$ a été testée et les résultats ont montré un optimum pour les capacités comprises entre 30 et $50 m^3/ha_{imp}$

(Calabro & Viviani, 2006). Ces résultats dépendent de la configuration testée mais ils permettent de disposer d'ordres de grandeur pour les valeurs des paramètres de volume.

Les résultats de l'enquête ont fournis des valeurs de volumes beaucoup plus importantes (Tableau 35). Les capacités de stockage mentionnées mêlent les réseaux séparatifs et les réseaux unitaires. De plus, afin de limiter les déversements directs dans le milieu récepteur, certaines collectivités ont massivement investi dans les ouvrages de stockage. C'est notamment le cas de la communauté urbaine de Bordeaux ou de la DEA 93. Certains ouvrages de la DEA 93 ne se remplissent que pour une pluie décennale. Les valeurs de volumes de stockage sont donc très importantes et il faudrait disposer de chiffres relatifs exclusivement à un réseau unitaire pour voir si les capacités sont alors plus faibles.

Tableau 35 : Valeurs de volumes spécifiques issues des réponses à l'enquête effectuée auprès des gestionnaires de réseaux

Réseau	Volume total de stockage (m ³)	Surface imperméabilisée (ha)	Nombre de bassins en service	Volume spécifique total (m ³ /ha _{imp})
DEA 93	1 300 000	8 225	29	158
DSEA 94	230 000	9 800	12	23
CUB	2 502 000	22 800	78	110
SIAH	1 600 000	5 790	27	276
CUN	197 080	9 600	25	21
Saint-Malo	330 000	8 280	4	40

Nous avons comparé ces chiffres à ceux d'une étude sur le dimensionnement d'ouvrages de stockage, en réseau unitaire, où le volume spécifique de stockage, nécessaire à une interception annuelle de masse fixée, est donné en fonction du débit de fuite (Ruscassier *et al.*, 1996). Le débit de fuite est le débit admis en STEP exprimé en l/s/hectare imperméabilisé. L'étude a été réalisée pour 6 années distinctes. Le Tableau 36 donne la fourchette des volumes spécifiques calculés pour deux paramétrages de débit de fuite que nous avons ensuite exprimés en coefficient multiplicateur des débits moyens de temps sec des sites des Quais et de Clichy.

Tableau 36 : Volumes spécifiques de stockage nécessaires à une efficacité annuelle de masse interceptée pour deux valeurs de débits de fuite admis en STEP (Ruscassier *et al.*, 1996)

Débit admis en STEP (l/s/ha _{imp})	Coefficient multiplicateur de Q _{sec} correspondant (Site des Quais)	Coefficient multiplicateur de Q _{sec} correspondant (Site de Clichy)	Efficacité (%)				
			60	70	80	90	100
6.8	2.5	3.3	[0-3]	[0-18]	[0-49]	[9-121]	[51-936]
9	2.2	2.9	0	[0-10]	[0-40]	[2-115]	[37-936]

Les fourchettes de volumes spécifiques présentées dans le Tableau 36 montrent que la valeur de volume spécifique nécessaire à une interception donnée peut considérablement varier selon l'année. Pour les deux valeurs de débits de fuite choisies (qui correspondent à des coefficients multiplicateurs des débits de temps sec couramment utilisés), les valeurs de volumes correspondent à celles du Tableau 35.

Le Tableau 36 montre également que pour des valeurs supérieures à 50 m³/ha_{imp}, la quasi-totalité de la masse est interceptée, ce qui est satisfaisant d'un point de vue gestion mais ne nous intéresse pas ici. En effet, afin de pouvoir comparer des stratégies entre elles, il faut que les paramétrages permettent des déversements, certes réalistes et pas trop nombreux, mais non nuls. Une fourchette de valeurs comprise entre 5 et 50 m³/ha_{imp} semble être un bon compromis garantissant plus de 60 % d'interception et jusqu'à une efficacité proche de 100 %.

4. Conséquences pour la définition et le paramétrage de scénarios de gestion

Ce chapitre a mis en évidence la complexité et les hétérogénéités des systèmes de GTR. Il a également montré les pratiques dans le milieu opérationnel et les attentes en matière d'utilisation de la turbidité. La synthèse de ces informations a permis de caractériser deux configurations types génériques pour lesquelles des stratégies utilisant les mesures de turbidité présentent un intérêt par rapport aux stratégies utilisant uniquement les mesures de débit.

Pour ces deux configurations, l'objectif est de comparer une stratégie uniquement fondée sur le débit à une stratégie utilisant des mesures de turbidité. Ce travail s'appuiera sur des données **réelles** issues des sites des Quais et de Clichy. Les cas-types vont permettre de tester différentes gammes de paramétrages à partir des résultats de la littérature et de l'enquête.

Le cas d'un système avec deux entrées en parallèle sera étudié dans le chapitre 11. Ce cas ne comporte pas de volume de stockage mais une contrainte aval, paramétrée au moyen de coefficients multiplicateurs du débit de temps sec entre 2 et 6,2. La valeur de 2 permet de s'affranchir des déversements de temps sec et la valeur 6,2 est la valeur limite à partir de laquelle plus aucun déversement n'a lieu. Les coefficients de contrainte testés sont dans une gamme un peu plus élevée que ceux qui seront testés pour le bassin en parallèle car le cas type testé ne dispose pas de capacité de stockage.

Le cas type du bassin en parallèle est développé dans le chapitre 12. Les volumes de stockage testés seront de 5, 10, 20, 30 et 50 m³/ha imperméabilisés. Ces valeurs correspondent aux données de la littérature (Calabro & Viviani, 2006) et d'études de terrain (Ruscassier *et al.*, 1996), résumées dans le Tableau 36. Elles sont globalement inférieures aux valeurs du Tableau 35. En effet, l'utilisation des valeurs hautes du Tableau 35 (>100 m³/ha_{imp}) supprime complètement les déversements. La gamme de contraintes sera comprise entre 2 et 4 (facteur multiplicatif du débit de temps sec).

Chapitre 11. Scénarios de gestion basés sur un système à deux entrées

Ce chapitre évalue le gain apporté par une stratégie utilisant des données de turbidité par rapport à une stratégie reposant sur les débits dans le cas d'un système composé de deux branches en parallèle. Dans un premier temps, le cas-type et les stratégies sont décrits. Puis, les gains apportés par l'utilisation de la turbidité sont chiffrés en fonction du paramétrage des contraintes aval. Le gain est évalué par rapport à la masse annuelle totale déversée et par rapport à la masse déversée sur chacune des branches. Enfin, des erreurs dans les données de turbidité ont été simulées.

1. Mise en œuvre du cas type des deux branches en parallèle

1.1. Description de la configuration

1.1.1. Configuration de base

La configuration testée est celle s'appuyant sur l'exemple de Saint-Malo et présentée au chapitre 10 (chapitre 10, paragraphe 3.2.1). Cette configuration s'affranchit de tout volume de stockage. Le seul paramètre modulable est la contrainte aval Q_C (Figure 103).

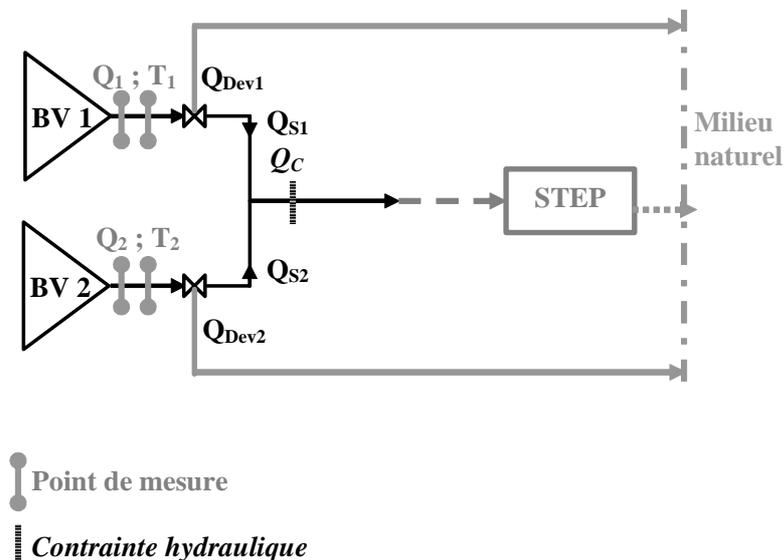


Figure 103 : Cas-type composé de deux branches en parallèle

La valeur de débit maximal admissible Q_C doit être répartie entre les branches 1 et 2 qui envoient chacune un débit Q_{S1} ou Q_{S2} vers l'aval. Comme dans le cas de Saint-Malo, il y a un point de déversement sur chacune des deux branches qui envoie le débit Q_{Dev1} ou Q_{Dev2} vers le milieu naturel. Les stratégies s'appuient sur les données issues des points de mesures de chaque branche.

1.2.2. Mise à l'échelle des données

Les deux séries de données présentent des échelles très différentes car le débit du site de Clichy est très supérieur à celui des Quais. Pour tester l'impact de la qualité sur la gestion, il faut que les contraintes hydrauliques soient comparables sur les deux branches. L'objectif est donc de diviser les données de Clichy par un facteur fixe, afin que les volumes transitant sur chacune des deux branches soient similaires.

Le débit de Clichy de temps de pluie ne s'obtient pas simplement en divisant celui des Quais par un coefficient fixe. En effet, par temps sec, le débit du site de Clichy est environ 2,8 fois supérieur au débit des Quais (bien que cela varie selon les périodes compte tenu de la variabilité des débits de temps sec décrite dans le chapitre 6). Par temps de pluie, en raison des apports supplémentaires sur le site de Clichy et des déversoirs à l'amont des Quais, certaines pointes sur le site de Clichy peuvent être jusqu'à 8 fois supérieure à la pointe de débit des Quais. En général, le rapport entre les pointes de débit des deux sites varie de 1,5 à 3,5. Il s'agit donc de trouver un facteur d'échelle (FE) qui permette d'équilibrer les déversements sur les deux branches pour des gammes de contraintes aval usuelles. Pour cela, la stratégie uniquement fondée sur le débit (décrite en détail au chapitre 11, paragraphe 1.3.1) a été utilisée pour différentes contraintes hydrauliques (Figure 105). Cette stratégie consiste à intercepter un volume équivalent sur les deux branches, pour que les déversements sur chaque branche soient comparables, ce qui n'est possible que si les débits de chaque branche sont du même ordre de grandeur.

La Figure 105 présente la part de volume déversé sur la branche 1, représentée par les données du site des Quais, par rapport au volume total déversé sur les deux branches, pour différentes valeurs de facteurs d'échelle (FE). Dans la zone des contraintes « usuelles » (coefficients multiplicatifs entre 2,8 et 3,6), l'utilisation d'un facteur 2,7 permet d'obtenir des déversements sur la branche 1 plus proche de 50 % que les facteurs 2,5 ou 3.

Pour les valeurs de coefficients de contrainte élevée (supérieures à 4,4), la brusque chute des pourcentages s'explique une absence de déversement sur la branche 1. En effet, lorsque la contrainte de débit aval est élevée, le volume annuel déversé correspond seulement quelques événements pluvieux (de 2 à 4) du site de Clichy (et donc de la branche 2) pour lesquels de très grandes pointes de débit ont été relevées alors qu'elles ont été écrêtées sur le site des Quais.

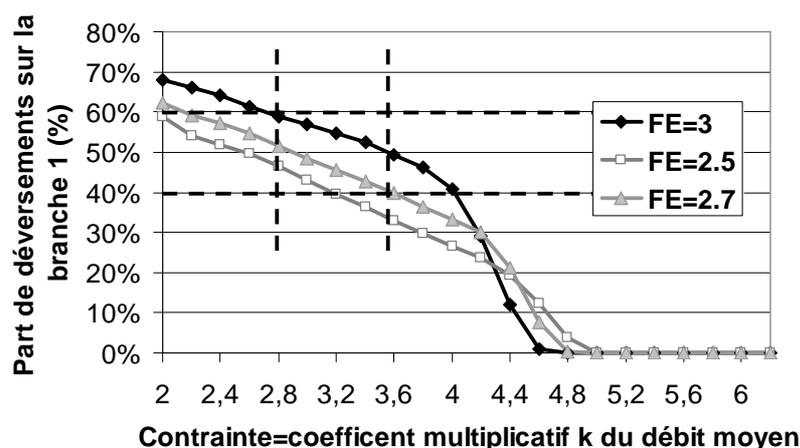


Figure 105 : Part du volume total déversé, rejeté sur la branche 1 en fonction de la contrainte (exprimée en facteur multiplicatif du débit moyen de temps sec) et du facteur d'échelle (FE) appliqué au débit du site de Clichy

Par la suite, un facteur de 2,7 a été utilisé pour diviser les données du site de Clichy. Puis, les contraintes hydrauliques ont été exprimées sous la forme d'un facteur multiplicatif k du débit

moyen de temps sec. Le débit moyen de temps sec est la somme des débits moyens de temps sec de chaque branche en tenant compte de la réduction d'échelle soit $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$ (Tableau 38).

1.3. Stratégies testées

1.3.1. Interception homogène des volumes

La première stratégie testée ne s'appuie que sur les données de débit. Avec le changement d'échelle effectué, les débits transitant sur chacune des deux branches sont quasiment les mêmes. L'idée de cette stratégie est d'intercepter le même volume sur chacune des deux branches. Afin d'optimiser l'interception, si des capacités restent disponibles sur l'une ou l'autre des deux branches, elles seront utilisées afin d'intercepter le plus de volume possible. Les règles sont les suivantes (à partir des notations de la Figure 103) :

- Si $Q_1+Q_2 < Q_C$, alors $Q_1 + Q_2$ est envoyé à l'aval vers la STEP,
- **Si $Q_1+Q_2 > Q_C$ et $Q_1 > Q_C/2$ et $Q_2 > Q_C/2$** , alors $Q_C/2$ est intercepté sur chacune des deux branches (on a donc bien le maximum de débit possible, Q_C , intercepté), $Q_{S1}=Q_{S2}=Q_C/2$, $Q_{Dev1}=Q_1-Q_C/2$ et $Q_{Dev2}=Q_2-Q_C/2$,
- **Si $Q_1+Q_2 > Q_C$ et $Q_1 < Q_C/2$** , alors un ajustement est effectué afin d'intercepter vraiment Q_C soit $Q_{S1}=Q_1$, $Q_{Dev1}=0$, $Q_{S2}=Q_C-Q_1$, $Q_{Dev2}=Q_2-Q_C+Q_1$,
- **Si $Q_1+Q_2 > Q_C$ et $Q_2 < Q_C/2$** , alors un ajustement est effectué afin d'intercepter vraiment Q_C soit $Q_{S2}=Q_2$, $Q_{Dev2}=0$, $Q_{S1}=Q_C-Q_2$, $Q_{Dev1}=Q_1-Q_C+Q_2$.

Cette stratégie permet d'homogénéiser les volumes déversés dans le milieu naturel sur chacune des branches.

1.3.2. Contrôle de la qualité interceptée

La stratégie décrite précédemment est comparée à une stratégie utilisant des mesures de turbidité. Comme dans l'exemple de Saint-Malo (chapitre 10, paragraphe 2.3.4), l'objectif de cette stratégie est d'intercepter en priorité les effluents les plus pollués. Les turbidités mesurées sur chaque branche, T_1 et T_2 , sont comparées et les volumes ajustés selon les règles suivantes :

- Si $Q_1+Q_2 < Q_C$, alors $Q_1 + Q_2$ est envoyé à l'aval vers la STEP,
- **Si $Q_1+Q_2 > Q_C$ et $T_1 > T_2$** , alors la branche prioritaire est la **branche 1**
 - o **Si $Q_1 > Q_C$** , alors $Q_{S1}=Q_C$, $Q_{S2}=0$, $Q_{Dev1}=Q_1-Q_C$, $Q_{Dev2}=Q_2$,
 - o **Si $Q_1 < Q_C$** , alors $Q_{S1}=Q_1$, $Q_{S2}=Q_C-Q_1$, $Q_{Dev1}=0$, $Q_{Dev2}=Q_2+Q_1-Q_C$,
- **Si $Q_1+Q_2 > Q_C$ et $T_1 < T_2$** , alors la branche prioritaire est la **branche 2**
 - o **Si $Q_2 > Q_C$** , alors $Q_{S2}=Q_C$, $Q_{S1}=0$, $Q_{Dev2}=Q_2-Q_C$, $Q_{Dev1}=Q_1$,
 - o **Si $Q_2 < Q_C$** , alors $Q_{S2}=Q_2$, $Q_{S1}=Q_C-Q_2$, $Q_{Dev2}=0$, $Q_{Dev1}=Q_1+Q_2-Q_C$,

Sur chaque branche, les déversements dépendent uniquement de la qualité des effluents. Si les concentrations sont très différentes entre les deux branches, les volumes rejetés sur chacune des deux branches pourront également être très différents.

La stratégie basée sur la concentration donne les mêmes volumes totaux déversés qu'avec la stratégie fondée sur les débits (en additionnant les volumes de chacune des branches). La contrainte est en effet la même pour les deux stratégies et l'interception du volume a été

optimisée. Les comparaisons des deux stratégies vont donc uniquement concerner les masses totales annuelles déversées selon les différences suivantes :

- Différences directe (FAU.m³) : Masse (Stratégie débit) – Masse (Stratégie turbidité)
- Gain en % : [Masse (Stratégie débit) – Masse (Stratégie turbidité)]/ Masse (Stratégie débit)

Si l'on considère chaque branche indépendamment l'une de l'autre, les volumes déversés, et évidemment les masses, pourront par contre être différents entre la stratégie débit et la stratégie turbidité.

1.3.3. Interception prioritaire de la branche 1

La stratégie précédente est efficace si les concentrations des deux branches sont différentes d'un événement pluvieux à un autre, et surtout si le classement entre les concentrations s'inverse. En effet, si la concentration de l'une des branches est toujours supérieure à l'autre, la meilleure stratégie consiste à intercepter en priorité la branche concernée, mais à condition de le savoir. Une stratégie a donc été ajoutée pour vérifier cet effet.

Les résultats de l'analyse des données dans la partie II ayant montré que les concentrations du site des Quais sont en général supérieures aux concentrations du site de Clichy, une stratégie consistant à intercepter en priorité les effluents de la branche 1 a été mise en place selon le principe suivant :

- Si $Q_1+Q_2 < Q_C$, alors $Q_1 + Q_2$ est envoyé à l'aval vers la STEP,
- Si $Q_1+Q_2 > Q_C$, alors la branche prioritaire est toujours la **branche 1**
 - o Si $Q_1 > Q_C$, alors $Q_{S1}=Q_C$, $Q_{S2}=0$, $Q_{Dev1}=Q_1-Q_C$, $Q_{Dev2}=Q_2$,
 - o Si $Q_1 < Q_C$, alors $Q_{S1}=Q_1$, $Q_{S2}= Q_C-Q_1$, $Q_{Dev1}=0$, $Q_{Dev2}=Q_2+Q_1-Q_C$,

Cette stratégie pourra être comparée à la stratégie débit d'égalisation des volumes déversés selon les notations suivantes :

- Différences directe (FAU.m³) : Masse (Stratégie débit) – Masse (Stratégie B1 prioritaire)
- Gain en % : [Masse (Stratégie débit) – Masse (Stratégie B1 prioritaire)]/ Masse (Stratégie débit).

2. Evaluation du gain apporté par les mesures de turbidité

2.1. Comparaison des stratégies pour la masse totale annuelle déversée

2.1.1. Comparaison de la masse totale déversée

L'estimation des masses a été effectuée à partir de mesures en continu de turbidité. Par conséquent, la masse est exprimée en FAU.m³. Cette unité correspond quasiment à des kilogrammes, la partie III ayant montré que la corrélation entre MES et turbidité est élevée avec une pente proche de 1.

La Figure 106 met en évidence les masses annuelles totales déversées pour les stratégies débit et turbidité. Pour des coefficients k supérieurs à 4, les masses déversées deviennent rapidement très faibles.

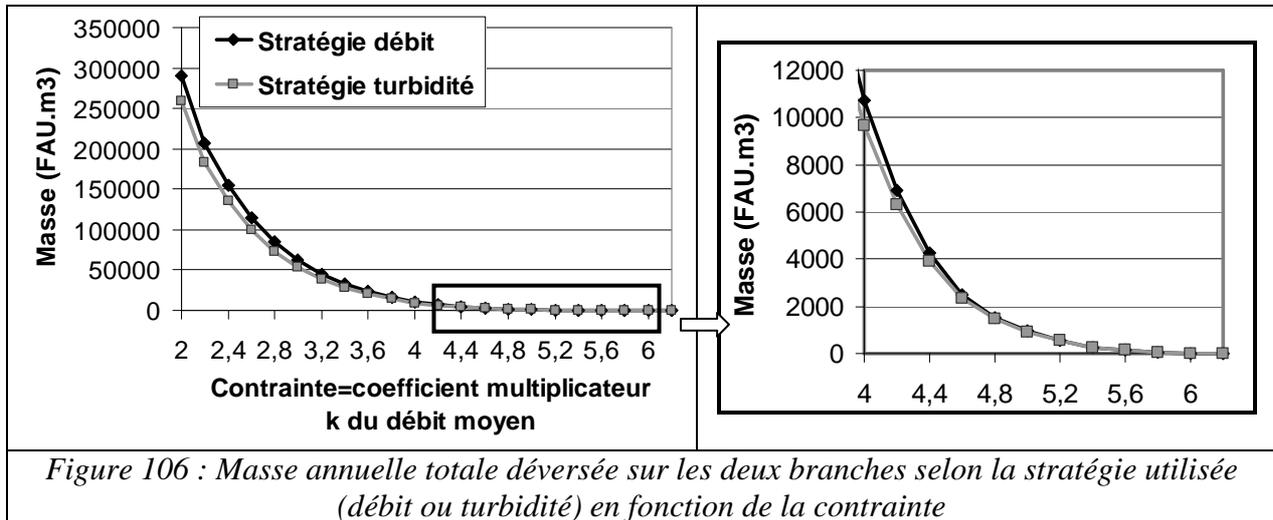


Figure 106 : Masse annuelle totale déversée sur les deux branches selon la stratégie utilisée (débit ou turbidité) en fonction de la contrainte

2.1.2. Différences de masse et gain relatif de la stratégie turbidité

Afin de visualiser plus nettement les écarts, la Figure 107 donne directement les écarts totaux de masses déversées entre ces deux stratégies ainsi qu'entre la stratégie de débit et celle privilégiant l'interception sur la branche 1. De même, le gain (écarts relatifs par rapport à la masse déversée avec la stratégie débit) est donné pour la stratégie d'interception prioritaire de la branche 1 et pour celle en turbidité.

La Figure 107 montre que la différence de masse et le gain entre stratégie débit et stratégie avec interception prioritaire de la branche 1 sont toujours positifs. Cela signifie que la pollution est en majorité apportée par la branche 1 à l'échelle annuelle. Néanmoins, les différences de masse et le gain sont plus faibles qu'entre stratégie débit et stratégie turbidité de sorte qu'il y a quand même une alternance entre les niveaux de concentration sur l'une et l'autre des branches : la stratégie turbidité est réellement active et permet l'interception de la branche la plus polluée qui n'est pas toujours la même.

La comparaison entre stratégie débit et stratégie turbidité montre que les différences directes décroissent rapidement avec l'augmentation du coefficient k. Le gain maximal obtenu est de 13

% pour une valeur de k de 2,8. Le gain est donc au maximum pour des valeurs de contraintes « classiques » c'est-à-dire avec des masses déversées pas trop petites. A partir d'une valeur de k de 3,6, les gains diminuent fortement. Ils remontent ensuite pour k égal à 4,8 mais les masses mises en jeu sont alors extrêmement faibles. Les gains obtenus pour des valeurs de k comprises entre 2 et 3,8 sont donc supérieurs à 10 %, ce qui n'est pas négligeable, mais tout de même relativement faible. A Saint-Malo, les simulations avaient permis des gains théoriques de 20 % (chapitre 10, paragraphe 2.3.4). Ces gains moyens peuvent être attribués à la grande similitude entre les concentrations des deux sites. Les données des deux bassins en série ont été exploitées pour des branches en parallèle et présentent donc des profils très semblables comme cela a été montré dans le chapitre 5. Les gains obtenus sont donc au final plutôt encourageants car ils ont été calculés dans une situation défavorable.

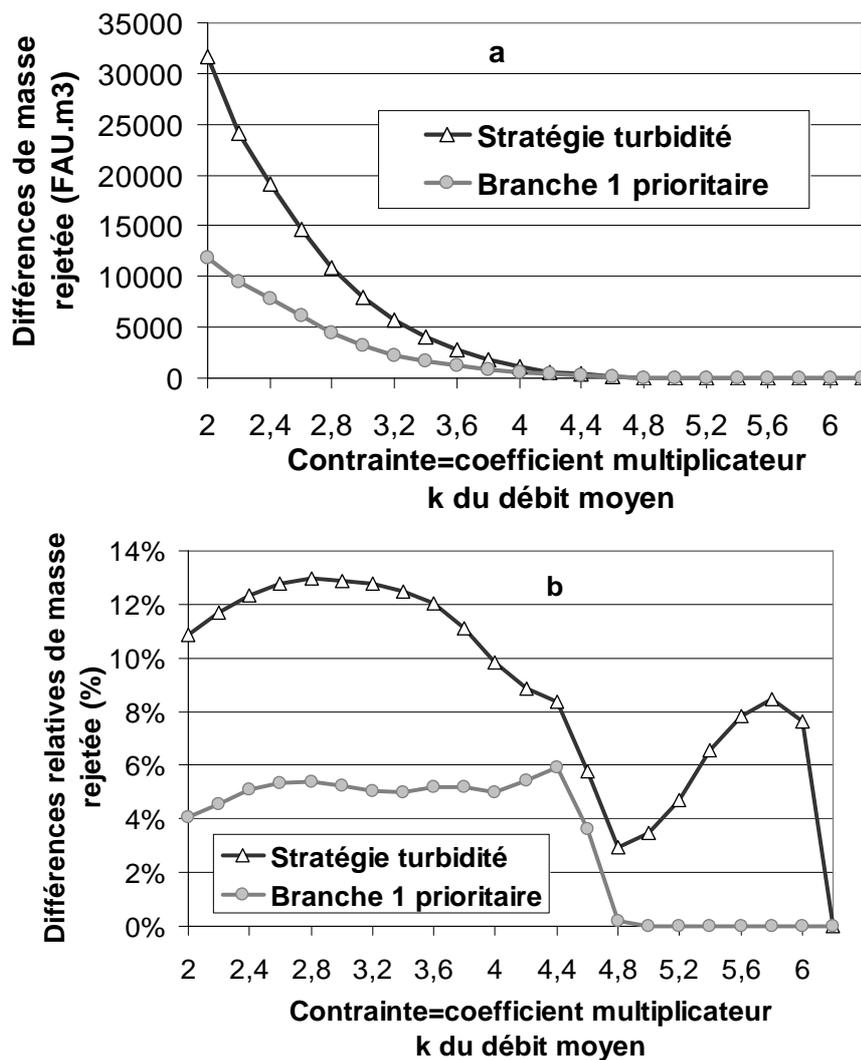


Figure 107 : Comparaison des stratégies débit et turbidité et des stratégies débit et admission prioritaire de la branche 1 : a, différence directe de masse annuelle déversée entre les stratégies ; b, différence ramenée à la masse déversée avec la stratégie débit pour les différentes valeurs de contrainte

2.1.3. Vérification des répartitions des masses déversées

Les résultats du paragraphe précédents sont confirmés lorsqu'on calcule la part de masse annuelle déversée sur la branche 1 par rapport à la masse annuelle totale déversée. La Figure 108 montre que la stratégie d'interception prioritaire de la branche 1 conduit à des masses rejetées

quasi-nulles sur cette branche. En revanche, même si le pourcentage est un peu plus faible que pour la stratégie débit, la stratégie turbidité génère des déversements sur la branche 1, ce qui montre que la branche 2 a parfois des effluents plus concentrés que sur la branche 1.

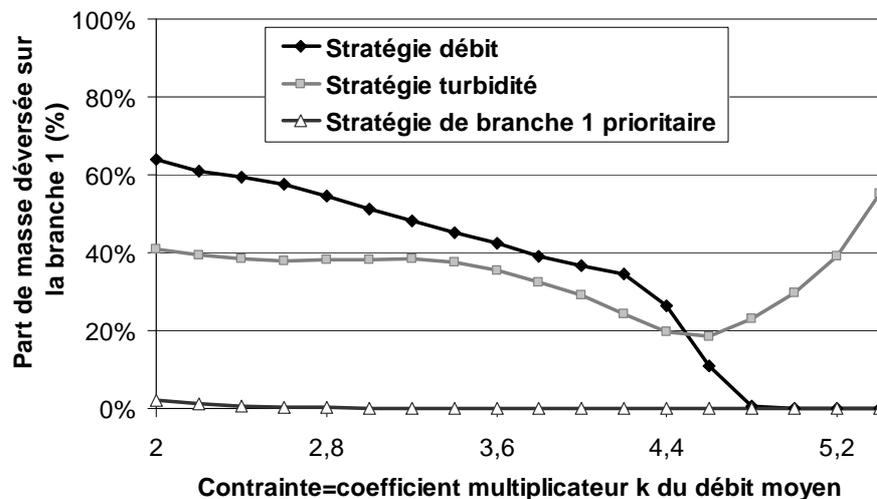


Figure 108 : Part de la masse déversée sur la branche 1 par rapport à la masse annuelle totale en fonction de la contrainte aval pour les stratégies débit, turbidité et donnant priorité à la branche 1

2.2. Comparaison par branche

Si l'on considère que les deux branches se déversent dans un milieu naturel différent (cf. Figure 104) et que l'une des zones est plus sensible que l'autre, il est intéressant de regarder ce que l'activation de la stratégie turbidité entraîne sur chacune des branches.

La comparaison entre stratégie débit et stratégie turbidité sur chaque branche donne, selon les cas, une augmentation ou une diminution de la masse totale annuelle déversée. La Figure 109 met en évidence un gain pour la branche 1 (qui utilise les données des Quais) avec des différences de masse directes entre stratégie de débit et stratégie de turbidité quasiment toujours positives (sauf pour les valeurs de k très élevées). Les gains sont de l'ordre de 40 % pour la branche 1. Si la branche 1 représente dans la réalité un point sensible du milieu naturel, on obtient donc une amélioration importante de la masse déversée. Pour la branche 2 (qui utilise les données de Clichy), c'est l'inverse. La masse déversée avec la stratégie de turbidité est plus élevée pour les valeurs de k faibles (inférieures à 3,4). Pour les valeurs de k élevées, un gain important est obtenu (mais il correspond alors à des masses déversées faibles). Dans notre cas, l'optimisation de la masse totale suppose donc d'augmenter la masse déversée sur une branche tout en la diminuant sur une autre. Plusieurs raisons peuvent expliquer ce phénomène :

- Pour les valeurs de k faibles, les volumes déversés sur la branche 1 sont supérieurs à ceux déversés sur la branche 2 (Figure 105). La masse finale déversée sur la branche 1 est donc un peu supérieure à celle de la branche 2 à l'échelle annuelle avec la stratégie débit.
- La concentration sur la branche 1 est plus élevée que sur la branche 2 à l'échelle annuelle.

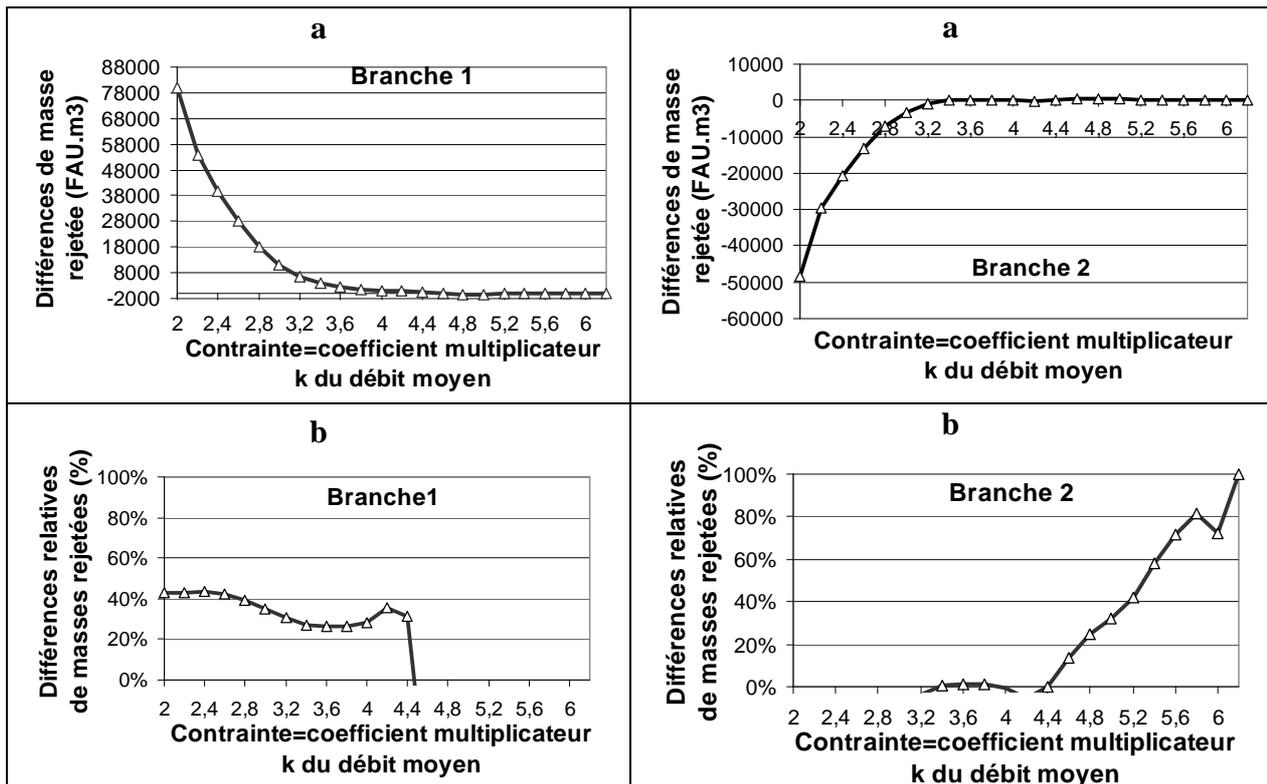


Figure 109 : Comparaison des stratégies débit et turbidité sur chaque branche : a, différences directes de masse annuelle déversée entre stratégie débit et stratégie turbidité ; b, différences ramenées à la masse déversée avec la stratégie débit pour les différentes valeurs de contrainte (gains positifs seulement)

2.3. Sensibilité à l'année d'étude

Afin de tester la sensibilité des résultats à l'année d'étude, des simulations ont également été effectuées pour les années 2007 et 2008. La Figure 110 met en évidence une grande similitude entre les années 2006 et 2007 pour la masse totale déversée et la fraction déversée sur la branche 1 (pour k inférieur à 4,4). Pour k supérieur à 4,4, les différences ne sont pas significatives car les masses déversées sont alors très faibles et les comparaisons ne portent que sur 1 ou 2 événements pluvieux. D'une année à l'autre, ces événements peuvent être différents en volume comme en masse d'où des écarts marqués pour les valeurs de k élevées.

En revanche, l'année 2008 se détache nettement avec une masse annuelle déversée beaucoup plus faible. En raison de problèmes de pannes de capteurs et de centrales d'acquisition en 2007 et en 2008, seul un quart des données est disponible pour ces deux années (Tableau 37). Pour l'année 2007, les périodes manquantes concernent principalement des périodes de temps sec. A l'inverse, le site de Clichy a connu des coupures en novembre et décembre 2008, mois très pluvieux en 2008, et des événements majeurs de l'année ont été perdus. Dans le cas de 2008, le terme de « masse annuelle » est donc à relativiser par la perte d'événements pluvieux majeurs.

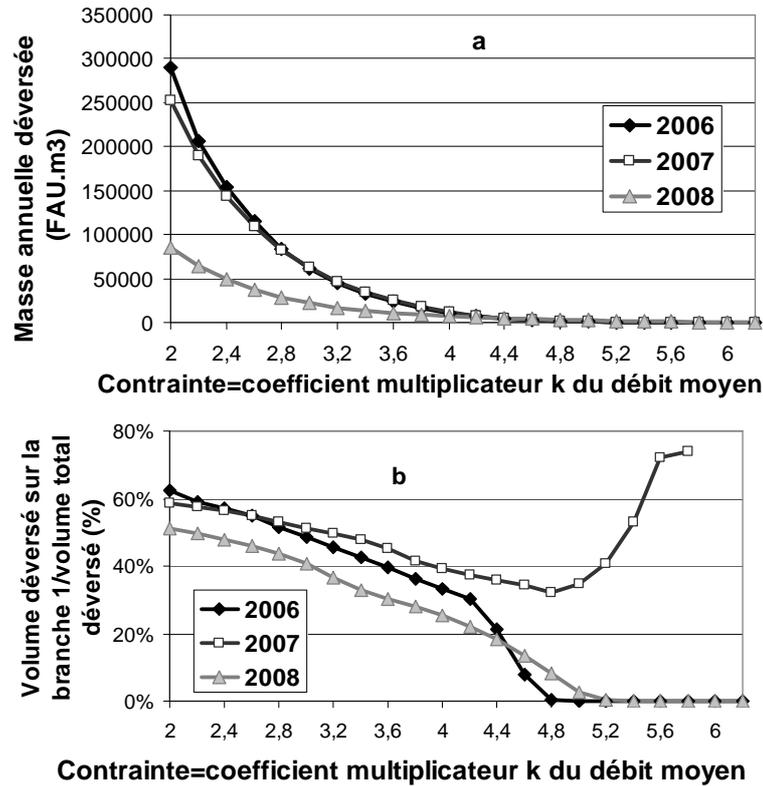


Figure 110 : Comparaison des masses annuelles déversées avec la stratégie débit selon l'année d'étude, a : masse annuelle totale déversée (FAU.m³), b : fraction de la masse totale déversée sur la branche 1

La particularité de l'année 2008 apparaît aussi pour les différences directes de masse entre stratégie de débit et stratégie de turbidité avec une nette diminution de la différence de masse pour 2008 (Figure 111).

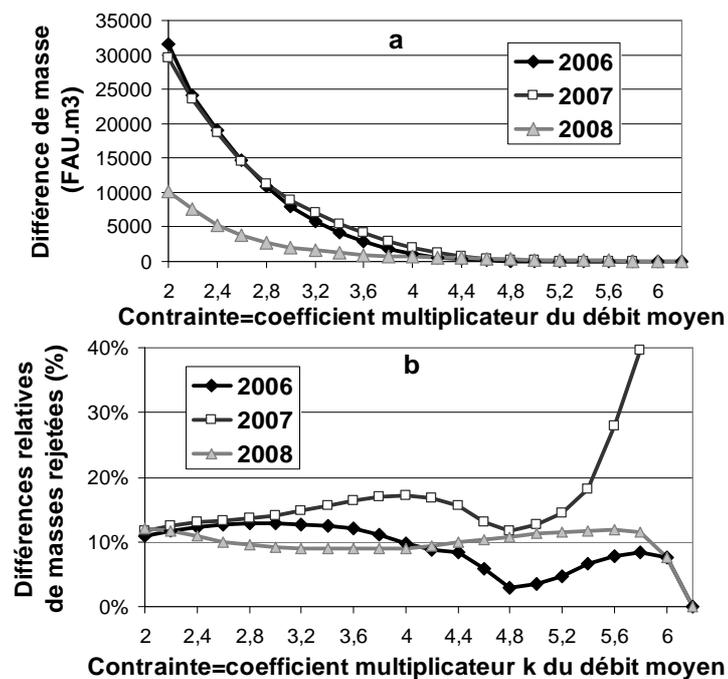


Figure 111 : Comparaison des stratégies débit et turbidité selon l'année d'étude, a : différence de masses annuelles totales déversées (kg), b : différence par rapport à la masse déversée avec la stratégie débit

Les années 2007 et 2008 ont leurs propres particularités.

- L'année 2007 est celle présentant les gains les plus importants avec un gain jusqu'à 17 % pour k égal à 4 (les gains pour k dépassant 5,2 portent sur des masses déversées trop faibles pour être pris en compte).
- L'année 2008 présente des gains plus faibles (environ 10 %) mais variant très peu avec la valeur de k .

Des gains significatifs sont donc obtenus pour les autres années d'étude. De plus, même si elle n'est pas trop importante, la variabilité annuelle souligne l'importance de disposer de mesures en continu pour la gestion des flux polluants puisque d'une année à l'autre, les concentrations et les volumes des événements pluvieux vont varier.

3. Introduction d'erreurs

Les simulations effectuées avec le cas type à deux entrées reposent sur la comparaison de deux valeurs de turbidité issues de deux branches distinctes. Supposons que les données de turbidité des deux branches soient affectées d'erreurs aléatoires ou systématiques, les valeurs comparées seront alors inexactes et fausseront les règles à appliquer.

Des simulations tenant compte d'erreurs aléatoires et systématiques ont été effectuées. Pour ces simulations, des erreurs ont été ajoutées aux valeurs de turbidité qui déclenchent l'activation des stratégies. En revanche, les flux déversés et servant à l'évaluation des stratégies ont été évalués avec les vraies valeurs de turbidité.

3.1. Introduction d'erreurs aléatoires

3.1.1. Principe

Comme pour la partie III de ce travail de thèse, les calculs portant sur les erreurs aléatoires ont été effectués au moyen de simulations de Monte-Carlo. Pour chaque valeur de coefficient de contrainte k , le principe est le suivant :

- A chaque pas de temps i et pour les deux branches, tirage d'une valeur de turbidité modifiée T_m dans une loi normale de moyenne la valeur mesurée T_i et d'écart-type un pourcentage d'erreur s_T fixe : $T_m \sim N(T_i ; s_T * T_i)$.
- Comparaison des valeurs des deux branches avec erreurs : T_{1m} et T_{2m} .
- Prise de décision correspondante, c'est-à-dire interception prioritaire de la branche 1 ou 2 selon le cas.
- A chaque pas de temps i , évaluation des flux rejetés sur chaque branche avec les **vraies** valeurs mesurées T_1 et T_2 .
- Répétition de ce protocole de calcul un grand nombre de fois et évaluation finale des flux rejetés comme la moyenne des flux rejetés sur tous les tours de simulation.

3.1.2. Impact des erreurs aléatoires

Comme les simulations doivent être répétées indépendamment pour chaque valeur de contrainte, seules les valeurs de k de 3,2 ; 3,4 ; 3,6 ; 3,8 et 4 ont été testées. Des erreurs aléatoires de 5, 10 et

20 % ont été simulées. Dans la réalité, selon la gamme de turbidité considérée, les erreurs aléatoires dépassent rarement 5 % sauf pour les valeurs de turbidité vraiment faibles. La Figure 112 récapitule les résultats obtenus. Elle montre que la prise de mauvaises décisions en raison des erreurs affectant les mesures de turbidité fait diminuer le gain mais que ce dernier reste toujours positif.

Pour les valeurs d'erreurs de 5 et de 10 %, le gain n'est jamais diminué de plus de 0,8 %. Pour une erreur de 20 %, il peut diminuer de 2,3 %, sachant que cette valeur d'erreur aléatoire est très élevée.

De façon générale, l'impact des erreurs aléatoires sur la prise de décision et donc, sur le gain de la stratégie turbidité par rapport à la stratégie débit, est très faible. Par contre, cet impact est toujours négatif car il ne peut pas y avoir de compensation des erreurs aléatoires dans ce cas là. En effet, si l'erreur aléatoire permet de conserver la bonne décision, elle ne change pas la stratégie et le résultat reste le même que sans erreur aléatoire. En revanche, si l'erreur génère une mauvaise décision, l'impact est nécessairement négatif et ne pourra jamais être compensé.

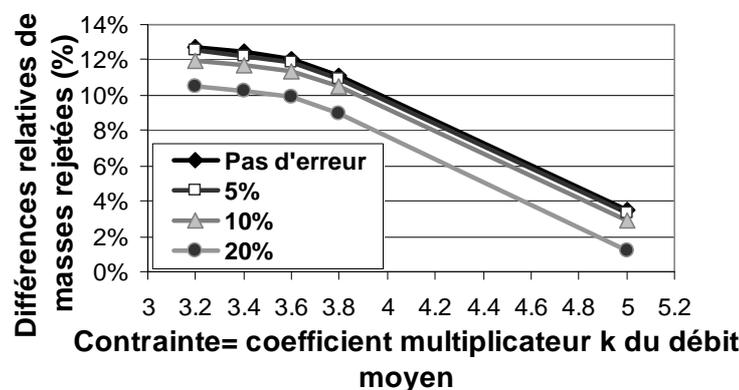


Figure 112 : Introduction d'erreurs aléatoires dans les mesures de turbidité et conséquences sur le gain de la stratégie turbidité par rapport à la stratégie débit

3.2. Introduction d'erreurs systématiques

3.2.1. Principe

Les erreurs systématiques ont été prises en compte en les majorant par un coefficient fixe. Pour ces calculs, les simulations de Monte-Carlo ne sont pas nécessaires. Le principe est le suivant :

- A chaque pas de temps i , et pour les deux branches, majoration de la valeur de turbidité par une erreur fixe s_T telle que $T_m = T_i * s_T$.
- Comparaison des valeurs des deux branches avec erreurs : T_{1m} et T_{2m} .
- Prise de décision correspondante, c'est-à-dire interception prioritaire de la branche 1 ou 2 selon le cas.
- A chaque pas de temps i , évaluation des flux rejetés sur chaque branche avec les **vraies** valeurs mesurées T_1 et T_2 .

3.2.2. Impact des erreurs systématiques

Les valeurs d'erreur s_T ne sont pas toujours les mêmes pour les deux branches. Un grand nombre de couples (s_{T1} et s_{T2}) ont été testés. Ils sont exprimés en pourcentages sur la Figure 113 : -10/0 signifie par exemple -10 % d'erreur sur la branche 1 et une absence d'erreur sur la branche 2. Comme la branche 1 (Quais) a en général un niveau de turbidité supérieur à la branche 2

(Clichy), nous nous sommes placés dans un cas défavorable en diminuant les valeurs de la branche 1 et en augmentant celles de la branche 2 (couples -5/5, -10/10, -15/15, -20/20 et -40/40). Plusieurs combinaisons autour de l'erreur « réaliste » de 10 % ont également été testées (0/10, 10/0, 0/-10, -10/0, 10/-10).

Quelques-uns des résultats en termes de gains de la stratégie turbidité par rapport à la stratégie débit sont représentés sur la Figure 113.

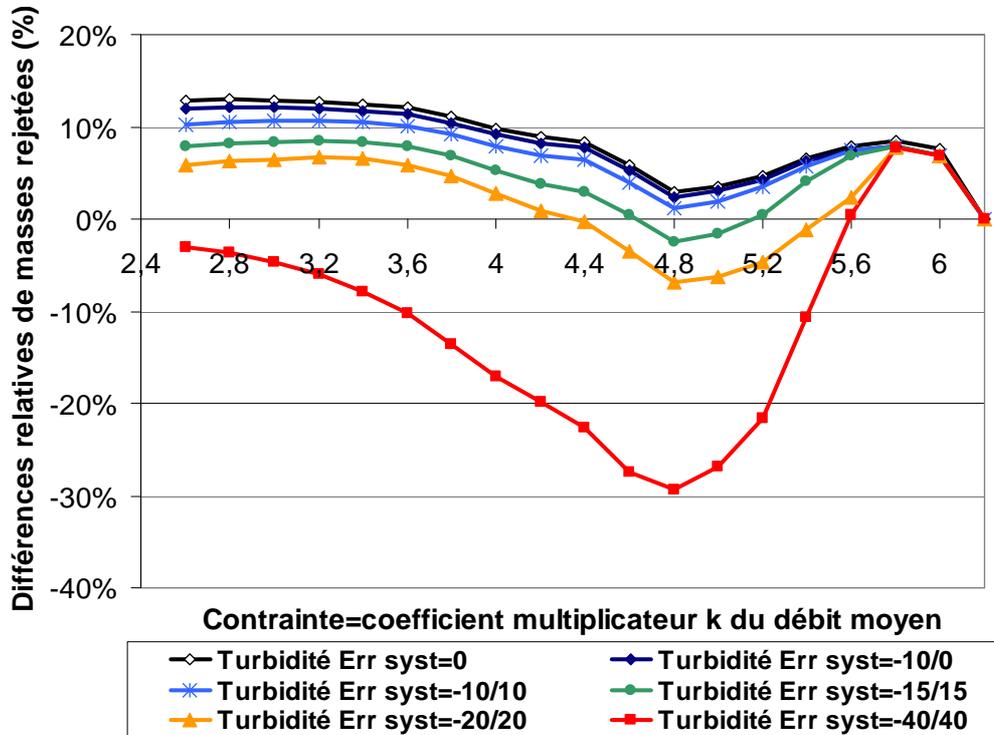


Figure 113 : Introduction d'erreurs systématiques dans les mesures de turbidité et conséquences sur le gain de la stratégie turbidité par rapport à la stratégie débit

La Figure 113 met en évidence un impact beaucoup plus grand des erreurs systématiques que des erreurs aléatoires. Pour des valeurs d'erreurs importantes, -20/20 et -40/40, le gain est même négatif, ce qui signifie en fait que la stratégie turbidité entraîne une plus grande masse déversée que la stratégie débit car des décisions faussées par les erreurs systématiques ont été prises. Pour des erreurs systématiques d'environ 10 %, la perte de gain est de l'ordre de 1 à 2 %.

Les erreurs systématiques peuvent donc avoir un impact non négligeable et entraîner la prise de mauvaises décisions dans la stratégie turbidité. Il convient donc de les maîtriser en vérifiant notamment l'éventuelle dérive des appareils.

4. Conclusions et perspectives sur la gestion du système avec deux entrées en parallèle

Ce chapitre met en évidence un gain significatif de masse de MES interceptée en utilisant des comparaisons de niveaux de turbidité sur les deux branches plutôt qu'une stratégie d'égalisation des volumes interceptés. Les gains vont de 13 à 17 % selon l'année étudiée. Ces gains dépendent de la qualité des données car des erreurs dans les mesures de turbidité peuvent entraîner la prise de mauvaises décisions et le faire baisser. Ces résultats sont encourageants car ils ont été obtenus dans des conditions défavorables.

La partie II a en effet montré que les signaux des deux sites en série, utilisés ici comme deux bassins versants en parallèle, étaient comparables. Des gains plus importants pourraient potentiellement être obtenus si les concentrations des deux branches avaient des différences plus marquées à l'échelle annuelle. Ce type de test ne peut pas être effectué en raison d'un manque de données disponibles. Il faudrait disposer de séries de données relatives à un même réseau (pour avoir les mêmes événements pluvieux) mais à des bassins versants plus distincts (occupation du sol, zones industrielles, etc.) générant des concentrations plus variables. La constitution de tels jeux de données n'est pas facile car elle nécessite l'équipement de sites de mesures et demande de disposer d'au moins un an de données pour pouvoir effectuer les simulations.

Dans ce contexte, la perspective d'utiliser des données simulées a été envisagée. Dans l'état actuel des connaissances, les prédictions de données de turbidité ne sont pas possibles. Il s'agirait donc simplement de reproduire des séries de données de turbidité réalistes, pour introduire plus de degrés de liberté dans les simulations. De même, des décalages temporels entre les hydrogrammes des deux bassins versants pourraient être introduits. Ces décalages temporels et ces flux polluants aux caractéristiques différentes sont réalistes dans le contexte d'un grand réseau d'assainissement urbain.

Un travail de ce type a été effectué avec Manfred Schütze dans le cadre d'une collaboration avec l'institut de recherche IFAK (Institut für Automation und Kommunikation) qui développe des outils de simulation pour la gestion des réseaux d'assainissement (Schütze *et al.*, 2005). Ce travail n'a pas pu être développé en détail mais les premiers résultats sont encourageants. L'utilisation de données simulées permettrait de tester des cas de figure plus variables grâce à un logiciel de modélisation et de simulation développé par l'IFAK, sachant que le bien fondé de ces tests a déjà été prouvé en utilisant des données réelles.

Chapitre 12. Scénarios de gestion basés sur un bassin en parallèle

Dans ce chapitre, nous considérons un bassin en parallèle, à connexion latérale. Il s'agit d'un bassin de transit avec deux points de déversement amont et aval (cf. classification du chapitre 7). Le chapitre est découpé en deux parties.

Dans un premier temps, nous avons testé un cas idéal théorique pour lequel on dispose d'une prévision parfaite de l'événement pluvieux en débit et en turbidité. Ce cas permet de simuler l'effet de prévisions parfaites sur la masse annuelle déversée par rapport à une stratégie temporelle d'interception de l'événement depuis le début.

Dans un second temps, les données ont été utilisées sans prévisions, au fil de l'eau et en temps réel. Trois étapes peuvent être distinguées :

- Dans la configuration de départ, le bassin est un bassin piège avec un unique point de déversement amont et des stratégies débit et turbidité adaptées à cette configuration,
- Puis, des degrés de liberté supplémentaires sont introduits en utilisant une configuration de bassin de transit avec deux points de déversement,
- Enfin, une hypothèse de décantation a été ajoutée dans le fonctionnement du bassin.

Toutes les simulations permettent de comparer une stratégie temporelle ou utilisant des données de débit, à une stratégie fondée sur les mesures de turbidité.

1. Cas idéal d'une connaissance et d'une prévision parfaite des événements pluvieux

1.1. Description du cas-type

1.1.1. Bassin en parallèle

Le premier cas testé représente l'aval d'un réseau + un bassin en parallèle + une contrainte, sous la forme d'un débit limite en entrée de STEP par exemple (cf. Figure 102 et chapitre 10, paragraphe 3.2.2).

Cette configuration ne comporte qu'un seul point de déversement, à l'amont du bassin. Il s'agit donc d'un bassin piège à connexion latérale. La configuration dépend de deux paramètres (Figure 114) :

- Le volume de stockage du bassin V_B , exprimé comme le produit d'un volume spécifique V_{spe} (m^3/ha_{imp}) et de la surface imperméabilisée S_{imp} ,
- La contrainte hydraulique Q_C , exprimée comme le produit d'un coefficient k et du débit de temps sec moyen Q_{sec} .

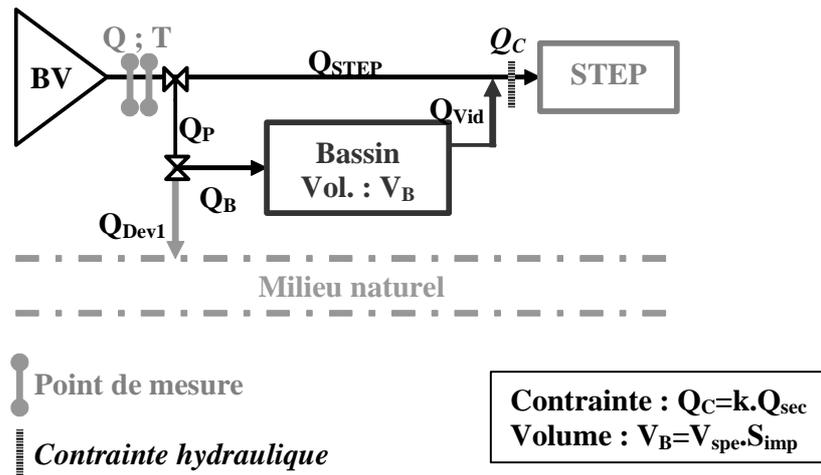


Figure 114 : Cas-type « bassin en parallèle » pour la configuration « prévision parfaite »

Les valeurs de débit de temps sec et de surfaces imperméabilisées utilisées sont les valeurs des sites des Quais et de Clichy. Un rappel des paramètres est donné dans le Tableau 38. Les variables Q et T de la Figure 114, mentionnées comme points de mesure, sont les mesures en continu de débit et de turbidité sur chacun des deux sites.

Tableau 38: Principales valeurs pour le paramétrage des cas-types

	Quais	Clichy
Débit moyen de temps sec Q_{sec} (m^3)	0,7	2
Surface imperméabilisée S_{imp} (ha)	257	641

1.1.2. Objectifs

Pour cette configuration, une stratégie de base d’interception des effluents depuis le début est comparée à un cas théorique où l’ensemble de l’événement pluvieux est déterminé et connu à l’avance grâce à une prévision parfaite. Ce cas ressemble donc à l’étude des courbes M(V) optimisées effectuée au chapitre 5. En effet, connaissant le déroulement de l’événement et la distribution de la masse de polluants, la stratégie utilisant la turbidité consiste à intercepter les tranches les plus polluées de l’événement en classant les rapports masse/volume par ordre décroissant. Toutefois, l’étude ne concerne pas chaque événement individuel mais la masse annuelle totale déversée pour une contrainte et un volume de stockage donné.

1.1.3. Conséquences pour les données

Les objectifs de cette étude nécessitent de travailler avec des événements pluvieux clairement délimités et non avec des mesures en continu arrivant au fil de l’eau. Comme pour les travaux des chapitres 4 et 5, les données utilisées sont donc celles de l’année 2006 pour les sites des Quais et de Clichy, pour lesquelles un tel découpage en événements pluvieux est disponible (cf. les conclusions de la partie I et l’annexe C).

1.1.4. Mise en œuvre

Les scénarios ont été programmés avec le logiciel Scilab. Pour la stratégie de base d’interception depuis le début, le principe de calcul est le suivant pour chacun des événements pluvieux :

- Identification des pas de temps Δt (à la minute) pour lesquels $Q > Q_C$,
- Calcul des volumes cumulés correspondants devant être stockés dans le bassin,

- Lorsque le bassin est plein, calcul du volume cumulé déversé et de la masse cumulée déversée. La masse est, comme dans les chapitres 4 et 5, directement calculée avec les données de turbidité en FAU.m³, unité correspondant à peu près à des kilogrammes de MES d'après les résultats de la partie III.

Les masses déversées pour chaque événement pluvieux sont ensuite sommées pour calculer la masse annuelle totale déversée.

Pour la stratégie optimisée, le principe est le même. Comme pour l'optimisation des courbes M(V), il faut d'abord les rapports masse/volume par unité de temps par ordre croissant. Cela permet d'intercepter les fractions de l'événement les plus polluées en premier.

Pour les deux stratégies comparées – interception depuis le début et interception des fractions de masses les plus polluées – les volumes rejetés sont les mêmes. En revanche, les masses rejetées vont différer ce qui va permettre de déterminer le gain théorique apporté par une connaissance parfaite du déroulement de l'événement.

1.1.5. Paramétrages

Les gammes de paramétrage ont été déterminées dans le paragraphe 0. Pour ce cas théorique de prévisions parfaites, les gammes initialement établies ont été élargies. Pour les volumes, aucune borne inférieure n'a été fixée et les volumes de stockage V_{spe} testés s'étalent de 0 à 50 m³/ha_{imp}. De la même façon, les contraintes ont été testées sur une gamme de coefficients multiplicateurs du débit moyen de temps sec k variant de 1 à 4 au lieu de 2 à 4, étant entendu qu'une STEP accueille a minima le débit moyen de temps sec.

1.2. Evaluation des masses et des volumes déversés avec la stratégie d'interception depuis le début

1.2.1. Ordre de grandeur des masses interceptées pour la stratégie de base

Afin d'estimer les ordres de grandeurs des volumes et masses annuelles déversés, des résultats sont donnés pour la situation de base (interception des effluents depuis le début). La Figure 115 donne le rapport de masse interceptée (c'est-à-dire non déversée) par rapport à la masse annuelle totale de temps de pluie ayant transité dans le réseau. Selon les couples (V_{spe} ; k), le pourcentage d'interception (qui correspond également à l'efficacité) varie de 46 % à 100 % pour le site des Quais et de 57 % à 100 % pour le site de Clichy.

Le fuseau de courbes se rétrécit lorsque le coefficient k augmente. Les capacités de stockage ont en effet moins d'impact sur les déversements lorsque k est grand, car moins d'effluents ont alors besoin d'être stockés puisqu'ils sont acceptés en STEP à l'aval.

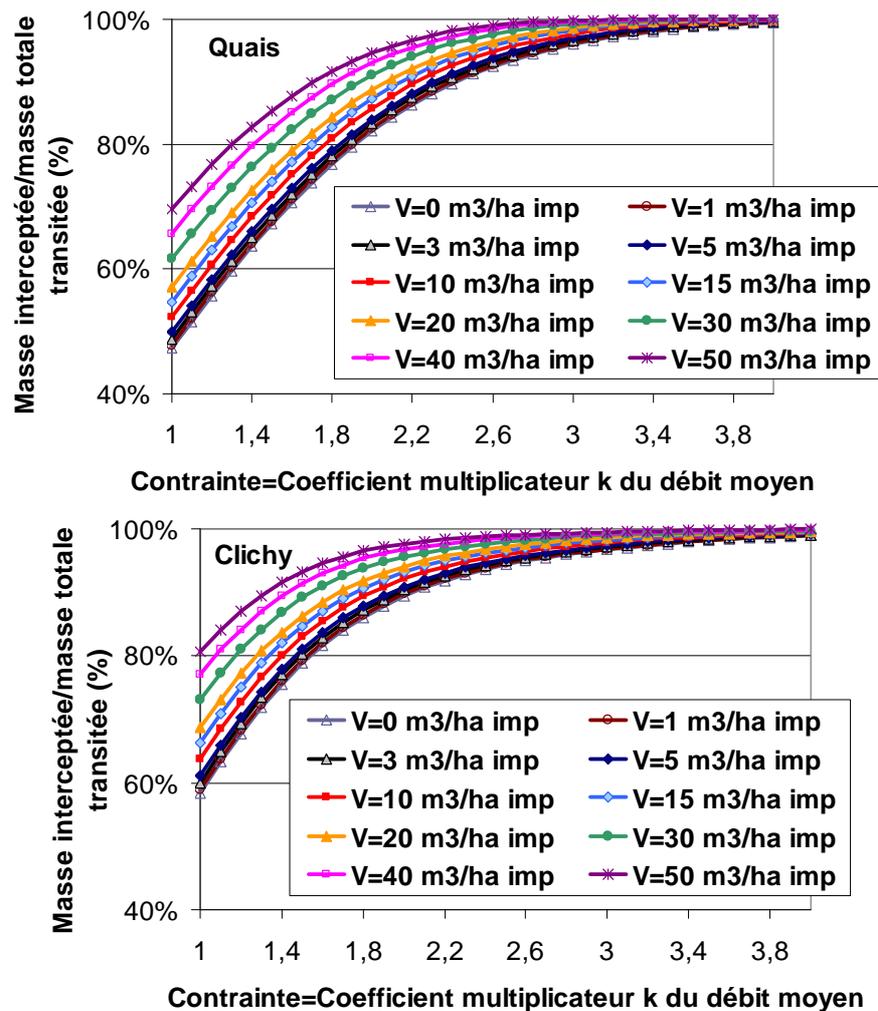


Figure 115 : Pourcentage de masse interceptée (masse totale transitée moins masse déversée) par rapport à la masse totale de temps de pluie ayant transité dans le réseau, pour les deux sites, avec la stratégie basique d'interception depuis le début et en fonction du volume spécifique de stockage et de la contrainte aval

1.2.2. Comparaison des taux d'interception

Les pourcentages d'interception obtenus à l'échelle annuelle ont été comparés à ceux d'une étude sur le dimensionnement d'ouvrages de décantation au cours de laquelle des abaques fonction du débit aval et du volume de stockage ont été construits pour caractériser le taux d'interception sur le bassin unitaire de Mantes entre 1976 et 1996 (Ruscassier *et al.*, 1996). La Figure 116 donne les taux d'interception (ou efficacité annuelle) pour 3 volumes de stockage 5, 20 et 50 $\text{m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ sur les sites des Quais et de Clichy et les comparent à deux courbes représentatives sur les 6 établies à Mantes.

Les efficacités annuelles obtenues à Mantes sont meilleures que celles des Quais et de Clichy pour les contraintes faibles. Cette différence s'accroît avec l'augmentation du volume de stockage. Pour les contraintes supérieures à 4 l/s/ha actif (qui correspondent à un coefficient multiplicateur du débit de temps sec de 1,5 pour le site des Quais et de 1,3 pour le site de Clichy), les courbes sont plus proches et cette fois, l'efficacité est meilleure pour les sites des Quais et de Clichy.

Ces courbes servent seulement à donner des ordres de grandeur. L'efficacité annuelle dépend en effet de la configuration du réseau. La présence de déversoirs à l'amont ou d'apports externes au BV peut changer les résultats. La Figure 116 permet donc de confirmer que le choix des paramètres conduit à des résultats correspondant à des valeurs observées sur des cas réels.

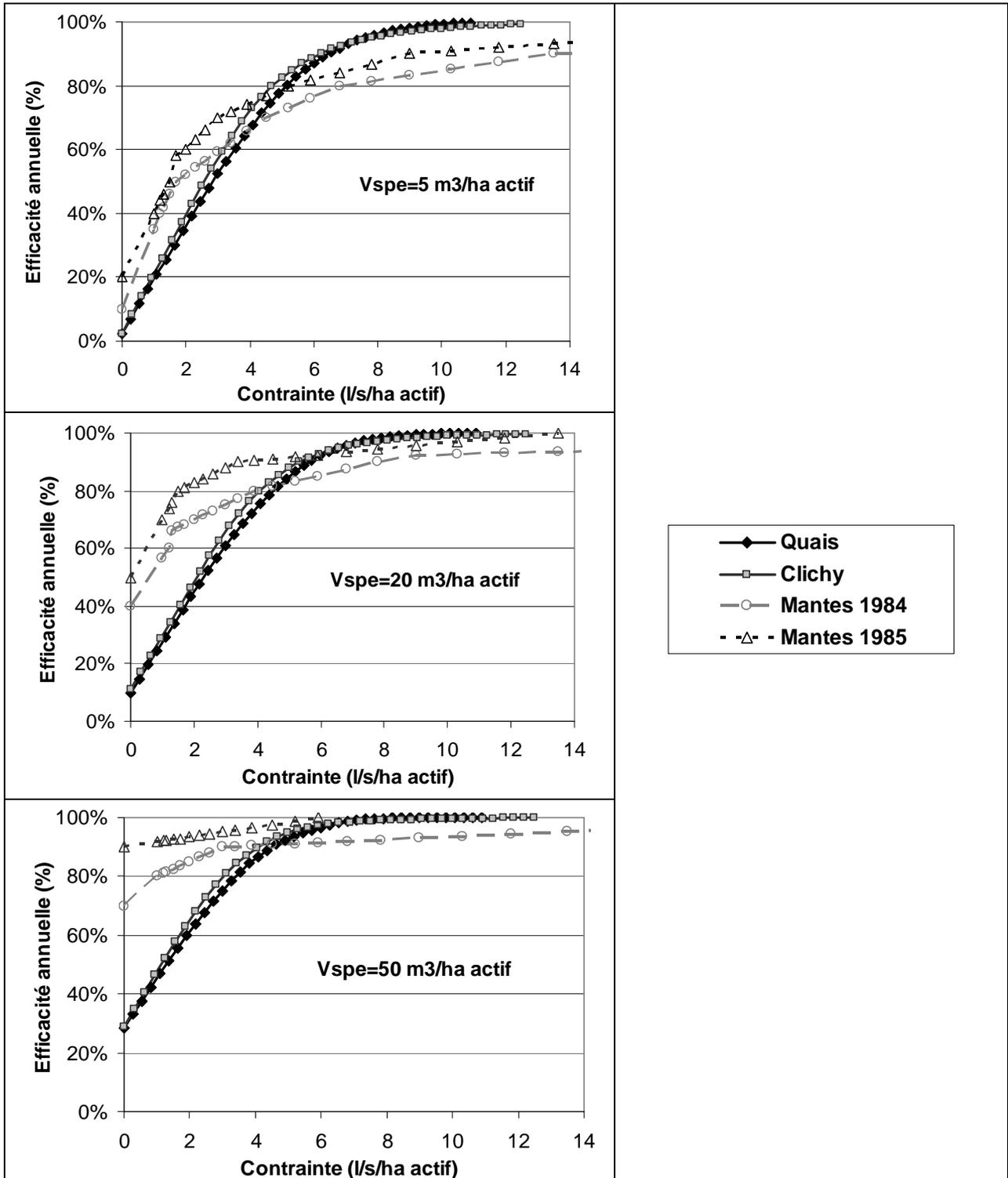


Figure 116 : Comparaison des taux d'interception obtenus avec les simulations avec des courbes établies sur le bassin unitaire de Mantes

1.2.3. Comparaison des volumes déversés

Les paramétrages testés au cours de l'étude théorique sont aussi utilisés dans les scénarios de gestion en temps réel utilisant les données en continu au fil de l'eau. Les paramètres utilisés ont été choisis à partir des recherches bibliographiques et des résultats de l'enquête (paragraphe 0). Il est important de s'assurer que les résultats en termes de volumes déversés sont cohérents avec des observations réelles. Les volumes déversés avec la stratégie simple d'interception depuis le

début ont donc été comparés aux volumes déversés sur le réseau unitaire parisien grâce au rapport d'autosurveillance de l'année 2006 (SAP, 2006). En effet, même si les données ont été extraites de leur contexte pour les simulations, elles sont initialement issues du réseau unitaire parisien.

Le rapport d'autosurveillance de la ville de Paris fait état d'environ 3,6 millions de m³ déversés par temps de pluie (débordements unitaires) sur les 33,7 millions de m³ des effluents de temps de pluie ayant transité dans le réseau (SAP, 2006), soit environ 10,7 % du volume du temps de pluie.

Le point de déversement amont de la configuration de bassin en parallèle représente un déversoir d'orage (DO) individualisé parmi tous les DO d'un réseau d'assainissement complet. La Figure 117 liste donc les volumes déversés aux principaux DO du réseau unitaire parisien en 2006 par rapport au volume total de temps de pluie (SAP, 2006). Ces pourcentages ont été comparés à ceux obtenus avec les simulations de l'étude du bassin en parallèle pour des paramétrages courants de la contrainte aval et du volume de stockage ($k ; V_{spe}$) soit (3 ; 20) et (3 ; 50) (Calabro & Viviani, 2006; Schütze *et al.*, 2006).

On constate que pour le paramétrage (3 ; 20), les déversements obtenus sur les deux sites sont de l'ordre de 1,3 à 1,5 % du temps de pluie total, ce qui correspond à des déversoirs importants tels que Périph Est, Vincennes Charenton A, Alma RG ou Wilson qui cumulent entre 12 et 16 % des déversements totaux annuels.

Lorsque les capacités de stockage sont plus importantes (paramétrage (3 ; 50)), les déversements sont plus faibles, de l'ordre de 0,2 à 0,5 % du temps de pluie et correspondent plutôt à des déversoirs comme Vincennes Charenton B, Bugeaud ou Bourgogne qui représentent entre 1,6 et 5 % des déversements totaux annuels.

Les déversements calculés dans les simulations sont supérieurs à la moyenne par déversoir à Paris. Cette moyenne est en effet tirée vers le bas par 19 déversoirs, non représentés sur la Figure 117, qui ont des volumes déversés quasi nuls. Les paramétrages choisis permettent donc d'effectuer des simulations réalistes et conformes aux observations des déversements sur la ville de Paris.

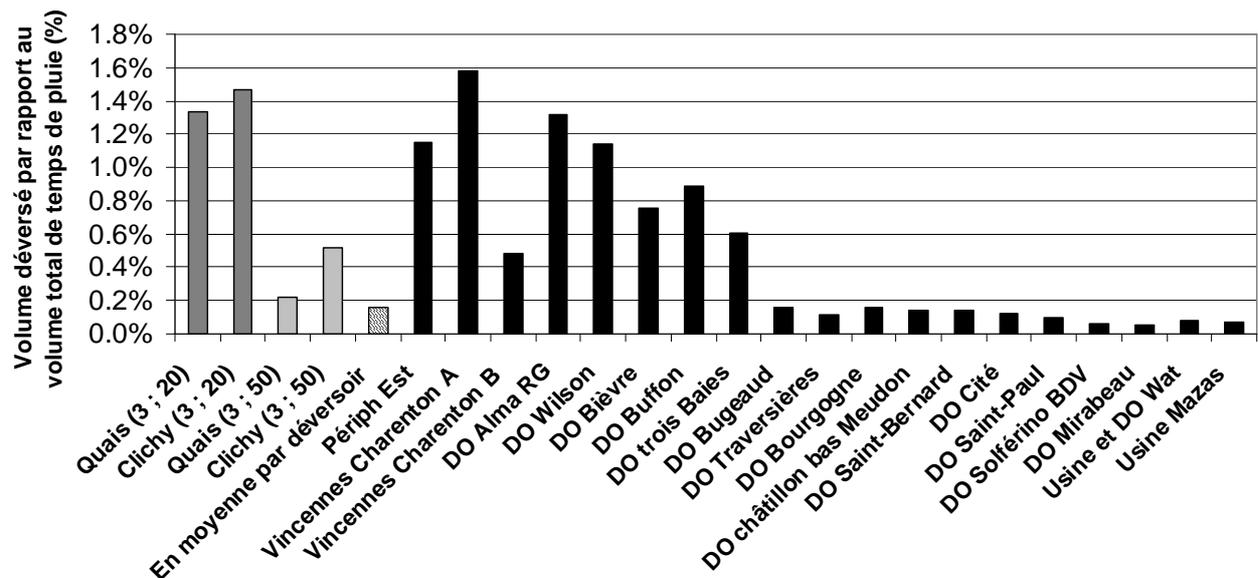


Figure 117 : Comparaison des volumes déversés obtenus par les simulations pour les deux sites et les deux paramétrages ($k ; V_{spe}$) de (3 ; 20) et (3 ; 50) avec les volumes déversés dans les principaux DO de la ville de Paris en 2006

1.3. Comparaison des stratégies débit et turbidité

1.3.1. Différences de masses déversées entre les deux stratégies

Les comparaisons entre les deux stratégies s'appuient sur les différences directes entre les masses annuelles déversées avec la stratégie d'interception depuis le début et la stratégie optimisée (Figure 118) et sur les différences relatives par rapport aux masses annuelles déversées avec la stratégie d'interception depuis le début (Figure 119). Les différences relatives permettent de normaliser le gain et les différences directes permettent de relativiser ce gain par rapport aux quantités déversées : gagner 20 % sur 100 kg peut être moins bénéfique que gagner 10 % sur 1 tonne. Les deux approches devront donc être abordées en parallèle.

Pour la suite, les comparaisons seront les suivantes :

Notations

Stratégie d'interception depuis le début = Stratégie base

Stratégie d'interception des fractions les plus polluées = Stratégie optimisée

Masse annuelle déversée dans le milieu récepteur = M

Comparaisons

Différence directe (FAU.m³) = [M(Stratégie base) - M(Stratégie optimisée)]

Différence relative (%) = [M(Stratégie base) - M(Stratégie optimisée)] / M(Stratégie base)

La Figure 118 montre que pour les deux sites, et pour des valeurs de k inférieures à 2, la différence de masse est d'autant plus grande que le volume spécifique est élevé. En effet, si la contrainte aval est très petite (k < 2), très peu de volume est admis en STEP et par conséquent, un volume important doit être stocké dans le bassin par temps de pluie. Si les capacités de stockage sont trop limitées, seule une petite fraction de ce volume peut être interceptée. L'optimisation, c'est-à-dire le choix des fractions de masse de l'événement les plus polluées par rapport à une interception depuis le début, est limitée à un tout petit volume de sorte qu'il y a très peu de possibilité de gain. Plus le volume de stockage augmente et plus la marge d'optimisation augmente. La stratégie optimisée permet donc une diminution de la masse déversée dans le milieu récepteur à condition que les capacités de stockage soient suffisantes.

Lorsque k est supérieur à 2, le comportement des deux sites se différencie. Pour le site des Quais, pour des volumes spécifiques supérieurs à 5 m³/ha_{imp}, la tendance s'inverse et la différence de masse déversée entre les deux stratégies est d'autant plus grande que le volume est petit. Cela s'accroît avec l'augmentation de k. En effet, plus la contrainte aval est grande et moins il est nécessaire de stocker. Si les capacités de stockage sont grandes, la quasi-totalité de l'événement pluvieux est piégée dans le bassin. L'optimisation ne concerne donc qu'un tout petit volume non admis dans le bassin. En fait, il n'y a plus grand-chose à gagner puisque la stratégie d'interception depuis le début est alors très performante. Pour Clichy, cette inversion de tendance a également lieu mais pour des volumes spécifiques plus élevés – supérieurs à 20 m³/ha_{imp} – et les différences sont moins nettes que pour le site des Quais, notamment lorsque k augmente.

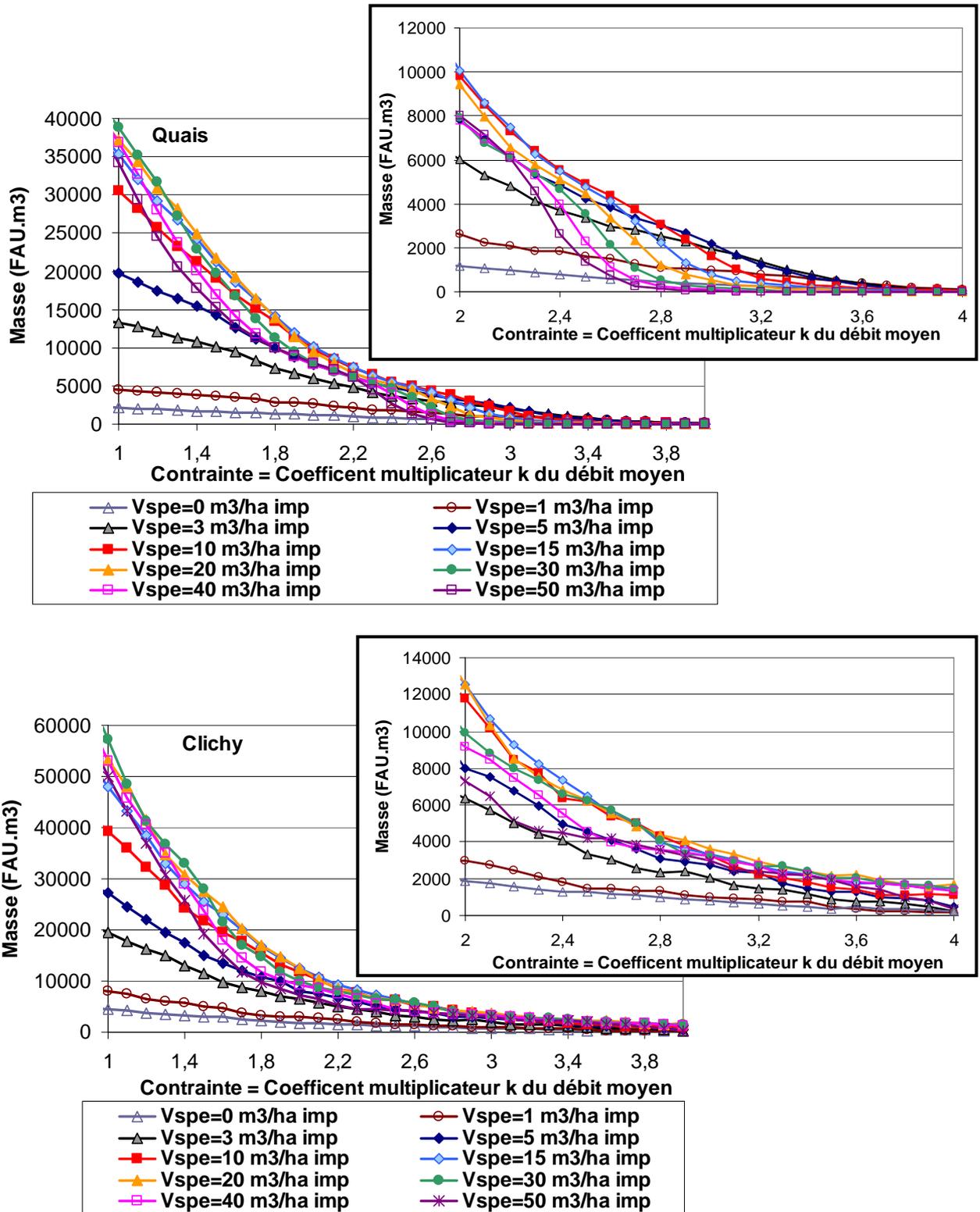


Figure 118 : Différences directes de masses annuelles déversées (en FAU.m³) entre la stratégie de base et la stratégie optimisée, pour les deux sites, en fonction du volume spécifique de stockage et de la contrainte aval

1.3.2. Gain entre les deux stratégies

Les résultats en termes de différences relatives de masses rejetées sont également différents selon si la valeur de k est inférieure ou supérieure à 2, particulièrement pour le site des Quais (Figure 119).

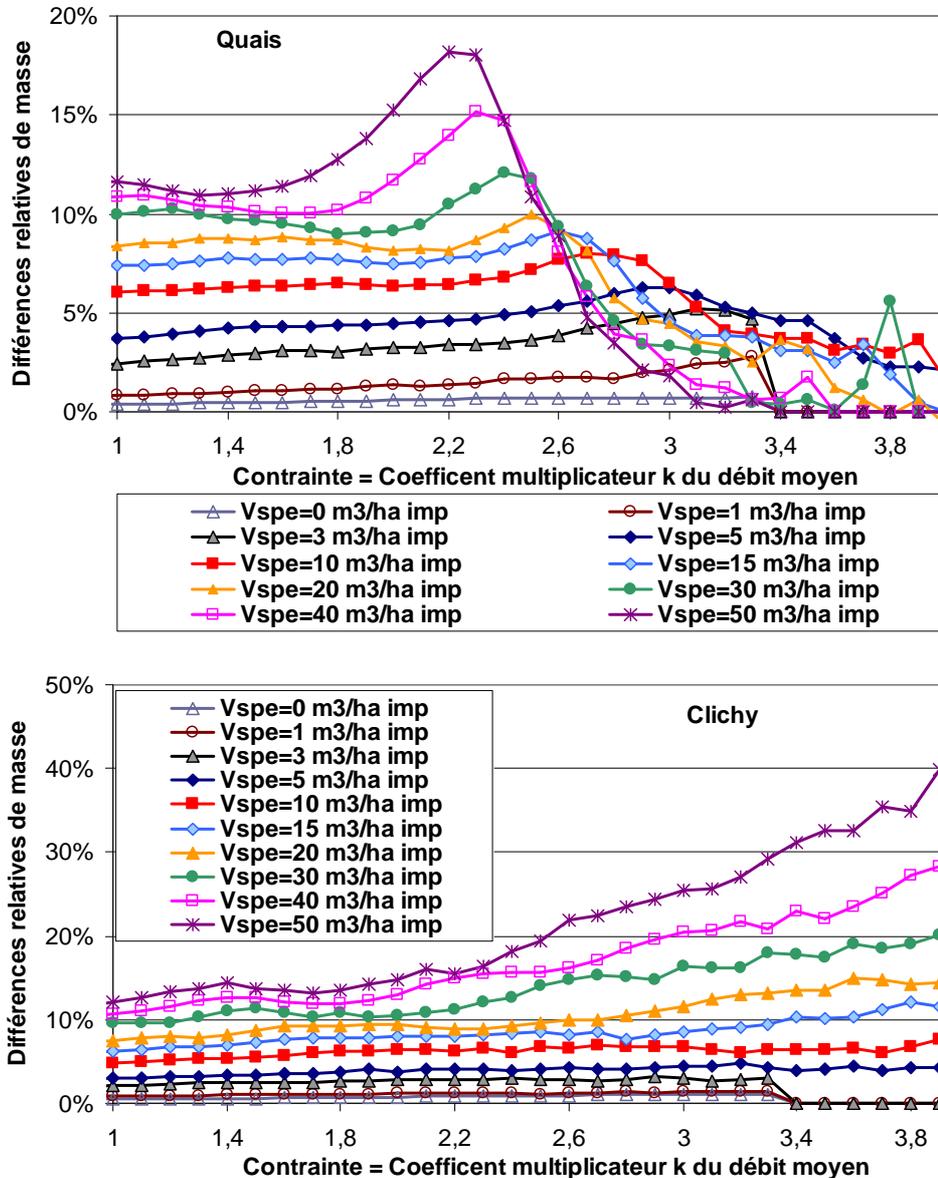


Figure 119 : Différences relatives de masses annuelles déversées entre la stratégie de base et la stratégie optimisée (en % de la masse stratégie de base), pour les deux sites, en fonction du volume spécifique de stockage et de la contrainte aval

Pour les deux sites, pour des valeurs de k inférieures à 2, le gain reste constant (ou en légère augmentation) lorsque k augmente et est relativement faible (inférieur à 10 % pour des volumes spécifiques inférieurs à 30 m³/ha_{imp}). Les courbes de gain se différencient nettement avec le volume spécifique : plus le volume spécifique est élevé et plus le gain est important, ce qui confirme les conclusions précédentes.

Pour les valeurs de k supérieures à 2, les comportements des deux sites diffèrent :

- Pour le site des Quais, les gains commencent par augmenter beaucoup puis diminuent fortement ensuite, la position du maximum de gain dépendant du volume spécifique (Figure 119).

- Dans le cas de Clichy, il n'y a pas de maximum. Le gain augmente de façon continue pour les volumes spécifiques supérieurs à $5 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$. De plus, les courbes relatives à chaque volume spécifique testé se distinguent très nettement : plus V_{spe} est grand et plus le gain augmente vite et est élevé. Pour un volume spécifique de $50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$, le gain atteint ainsi plus de 35 % pour k supérieur à 3,6. Ce gain important doit néanmoins être nuancé par les faibles masses rejetées dans cette gamme de valeurs.

Globalement, le gain est donc plus important pour le site de Clichy que pour celui des Quais.

1.3.3. Explication des différences entre les deux sites

Les différences entre les deux sites s'expliquent lorsque l'on s'intéresse plus précisément aux événements pluvieux provoquant les déversements. Les dynamiques de turbidité sont relativement comparables pour les deux sites (cf. partie II) mais les comportements hydrauliques diffèrent. Le débit des Quais est limité par des déversoirs et une station de pompage amont. Il n'excède donc jamais 5,4 fois le débit de temps sec moyen alors que certaines pointes à Clichy atteignent plus de $19 \text{ m}^3/\text{s}$ soit environ 10 fois le débit de temps sec moyen.

Pour expliquer les différences de gain entre les deux sites, deux couples (V_{spe} ; k) ont été isolés et étudiés plus en détails : (50 ; 3) et (5 ; 3). Les principales caractéristiques associées à ces deux paramétrages sont reportées dans le Tableau 39.

Tableau 39 : Différences de comportement entre les deux sites pour deux paramétrages fixés : quelques caractéristiques explicatives

Contrainte : coefficient $k=3$	Quais		Clichy	
	$V_{\text{spe}}=5 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$	$V_{\text{spe}}=50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$	$V_{\text{spe}}=5 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$	$V_{\text{spe}}=50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$
Gain entre les deux stratégies (%)	6,3	1,8	4,5	25,5
Masse rejetée par rapport à la masse totale de temps de pluie (%)	3,4	0,14	2,8	0,53
Événements occasionnant le plus de masse déversée				
n°1	14	14	63	63
n°2	76	76	55	55
Masse du n°1 par rapport à la masse totale déversée (%)	12	61	20	46
Masse du n°2 par rapport à la masse totale déversée (%)	11	32	19	48
Total (%)	23	93	39	94

Le Tableau 39 met en évidence des comportements inversés entre les deux sites selon le paramétrage du volume spécifique V_{spe} :

- Pour $V_{\text{spe}}=5 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$, le gain est plus important pour le site des Quais que pour celui de Clichy mais les écarts comme les gains sont faibles,
- La différence est plus marquée pour $V_{\text{spe}}=50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ avec 1,8 % de gain pour les Quais contre 25,5 % pour Clichy.

La principale explication repose sur les événements responsables des déversements. En effet, **la masse totale annuelle déversée ne dépend que de peu d'événements pluvieux**. Les deux principaux événements pluvieux sont responsables de 23 % à 93 % de la masse totale déversée pour le site des Quais selon le paramétrage $V_{\text{spe}}=5 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ ou $V_{\text{spe}}=50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ contre 39 % à 94 % pour Clichy. Pour le paramétrage $V_{\text{spe}}=5 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$, ces deux événements sont moins essentiels puisque la masse annuelle déversée va dépendre aussi d'autres événements pluvieux.

En revanche, pour le paramétrage $V_{spe}=50 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$, toute l'optimisation repose sur ces deux événements principaux qui représentent plus de 90 % de la masse totale annuelle déversée pour les deux sites. Ces deux événements ne sont pas les mêmes pour les deux sites et les courbes $M(V)$ relatives à ces événements n'ont pas les mêmes formes de sorte que l'optimisation est plus efficace pour le site de Clichy que pour le site des Quais.

L'optimisation des courbes $M(V)$ est différente de celle présentée dans la partie II. Dans le chapitre 5, l'optimisation porte sur toute la courbe $M(V)$. Ici, elle ne porte que sur la zone où des déversements risquent de se produire, c'est-à-dire lorsque la contrainte aval est dépassée. La « zone d'optimisation » est donc beaucoup plus petite. On peut également définir une zone de déversement sur les courbes $M(V)$ réelles et optimisées lorsque les capacités de stockage ont été atteintes (Figure 120).

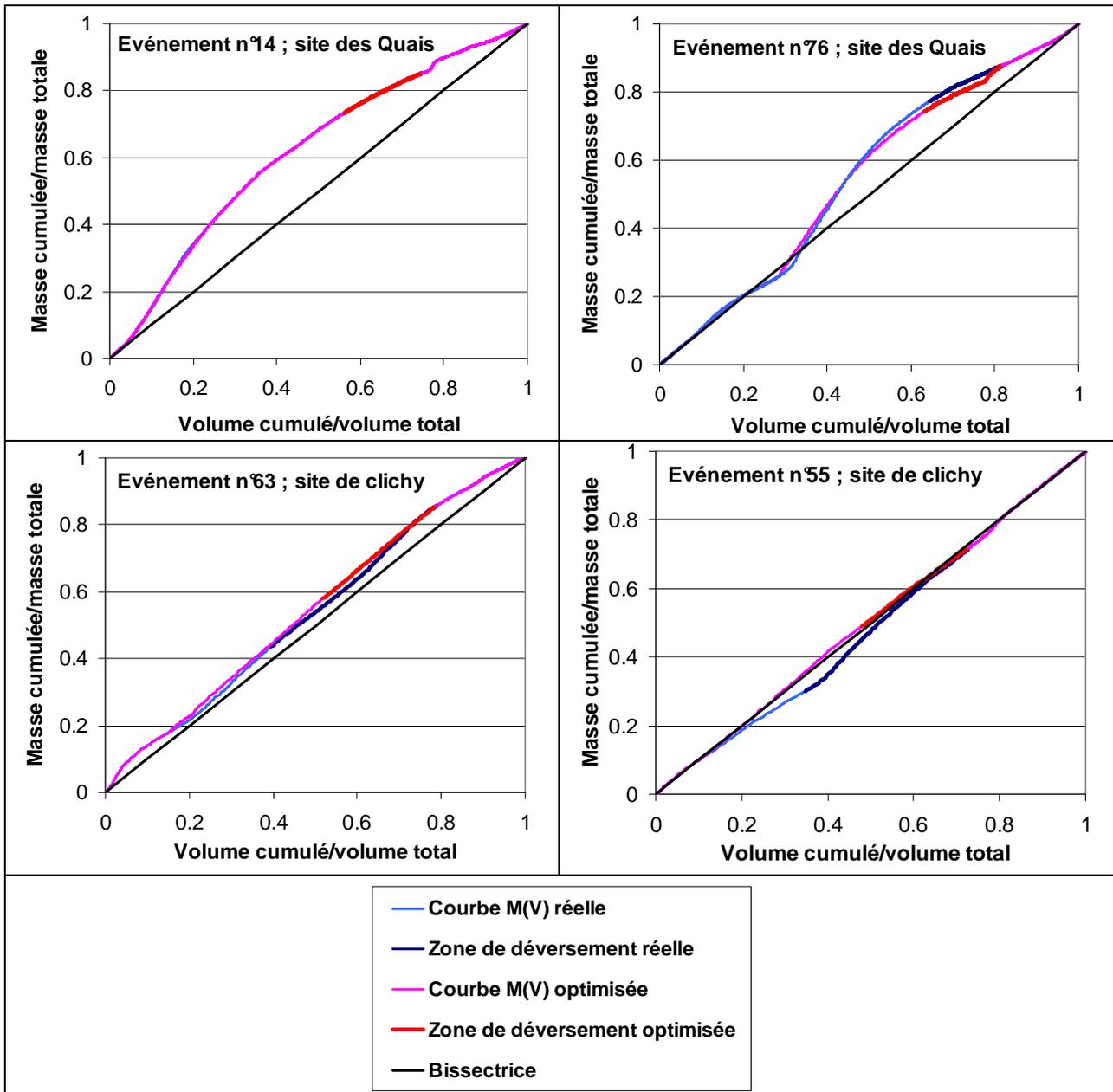


Figure 120 : Evénements pluvieux explicatifs pour les différences de gains observées entre les deux sites entre stratégie d'interception depuis le début et stratégie optimisée

La Figure 120 montre que pour le site des Quais, dans la zone de déversements, les courbes $M(V)$ réelles et optimisées des événements 14 et 76 sont proches l'une de l'autre et au-dessus de la bissectrice. Il y a donc très peu de gain possible. En revanche, pour le site de Clichy, les différences entre courbe réelle et courbe optimisée des événements 63 et 55 sont plus importantes, d'où un gain beaucoup plus élevé.

Les différences de comportement entre les deux sites s'expliquent donc par quelques événements pluvieux. Il suffit que ces événements soient différents pour que les comportements diffèrent.

2. Utilisation des données en temps réel

2.1. Mise en œuvre du cas-type

2.1.1. Données utilisées

La partie précédente est une étude théorique qui suppose une prévision parfaite du déroulement de l'événement pluvieux et nécessite un découpage des données en événements pluvieux. Ce type de prévision n'étant pas réalisable à l'heure actuelle, y compris pour des mesures de débit, les cas-types testés par la suite utilisent des données en continu de débit et de turbidité arrivant en temps réel et sans prévision.

Les données utilisées pour les simulations sont les données en continu de débit et de turbidité acquises sur les sites des Quais et de Clichy en 2006, 2007 et 2008. Toutes les données sont au pas de temps de la minute. Les simulations sont programmées avec le logiciel Scilab. L'année 2006 sera plus particulièrement étudiée car les années 2007 et 2008 ont été affectées par plus de pannes de capteurs et/ou de centrales d'acquisition que l'année 2006. Le Tableau 40 récapitule le pourcentage de minutes utilisables pour les simulations dans une année complète de données. Comme dans le chapitre 11, les données de turbidité sont utilisées directement dans les stratégies utilisant la qualité, comme un facteur de décision, et servent également à évaluer les masses déversées afin de comparer entre elles les différentes stratégies.

Tableau 40 : Pourcentage de données (à la minute) disponibles dans une année

	Quais	Clichy
2006	98	94
2007	98	78
2008	91	80

2.1.2. Stratégie débit

La configuration simple du bassin en parallèle de la Figure 114 est reprise avec des règles de fonctionnement liées à l'arrivée en continu des données. La stratégie de base, n'utilisant pas les données de turbidité, consiste à remplir le bassin lorsque les capacités aval sont dépassées, puis à déverser à l'amont du bassin lorsque celui-ci est plein (bassin piège à connexion latérale). Les règles sont les suivantes (à partir des notations de la Figure 114).

- Si $Q < Q_C$, alors $Q_{STEP} = Q$ et l'ensemble des effluents est envoyé vers l'aval à la STEP,
- Si $Q > Q_C$, alors le plus d'effluents possible est envoyé en STEP, soit $Q_{STEP} = Q_C$ et le surplus Q_P est envoyé vers le bassin, soit $Q_P = Q - Q_C = Q_B$,

- Si le bassin est plein, alors le surplus est déversé dans le milieu naturel à l'amont du bassin, soit $Q_{Dev1} = Q_P = Q - Q_C$,
- Après un remplissage total ou partiel du bassin, celui-ci est vidangé lorsque $Q < Q_C$ et selon les capacités aval, soit $Q_{Vid} = Q_C - Q$.

Les paramètres à ajuster, le volume de stockage V_{spe} et le coefficient multiplicateur k du débit moyen de temps sec, varient dans les gammes définies dans le paragraphe 0.

2.2. Construction des stratégies utilisant la turbidité

2.2.1. Stratégie basée sur un seuil turbidité

L'une des premières stratégies envisagées a été de fixer un seuil de turbidité à l'amont et de rejeter directement dans le milieu naturel les effluents les moins chargés sans les stocker dans un bassin. Cette idée a déjà été énoncée dans la littérature (Grüning & Orth, 2002; Nusch & Scheer, 2002) car elle permet de libérer par anticipation des capacités de stockage pour des effluents ultérieurs plus pollués. Ce cas correspond à la Figure 121.

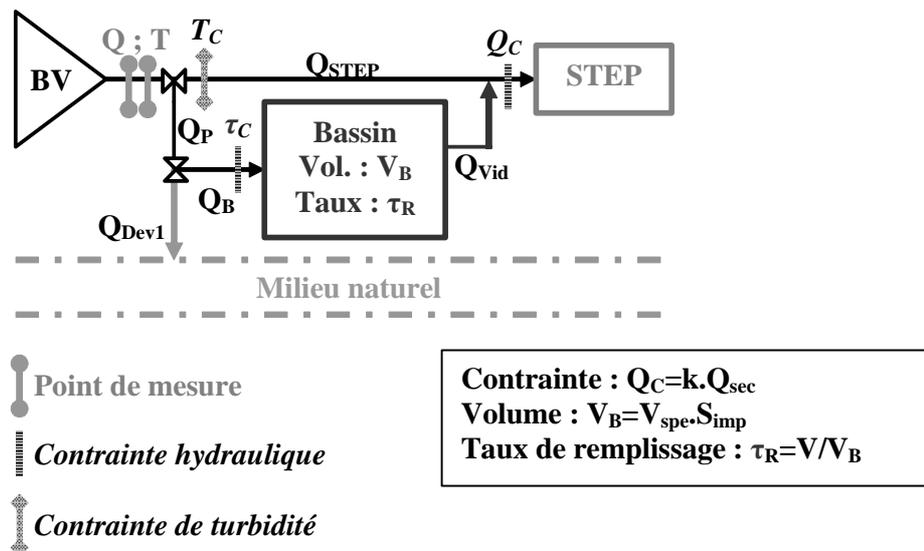


Figure 121 : Cas type « bassin en parallèle » pour la configuration avec un seuil de turbidité amont

Pour éviter des déversements directs trop fréquents dans le milieu récepteur, une condition sur le taux de remplissage du bassin τ_C a été introduite afin de n'autoriser les déversements directs que lorsque le bassin a atteint un certain taux de remplissage. Les règles sont alors les suivantes (à partir des notations de la Figure 121).

- Si $Q < Q_C$, alors $Q_{STEP} = Q$ et l'ensemble des effluents est envoyé vers l'aval à la STEP,
- Si $Q > Q_C$ et $T > T_C$, alors le plus d'effluents possible est envoyé en STEP, soit $Q_{STEP} = Q_C$ et le surplus Q_P est envoyé vers le bassin car l'effluent est très pollué, soit $Q_P = Q - Q_C = Q_B$,
- Si $Q > Q_C$ et $T < T_C$ et $\tau_R < \tau_C$, alors le plus d'effluents possible est envoyé en STEP, soit $Q_{STEP} = Q_C$ et le surplus Q_P est envoyé vers le bassin car l'effluent est peu pollué mais le bassin n'est pas assez rempli, soit $Q_P = Q - Q_C = Q_B$,

- Si $Q > Q_C$ et $T < T_C$ et $\tau_R > \tau_C$, alors le plus d'effluents possible est envoyé en STEP, soit $Q_{STEP} = Q_C$ et le surplus Q_P est envoyé directement vers le milieu naturel car les effluents sont suffisamment dilués et le bassin suffisamment rempli, soit $Q_P = Q - Q_C = Q_{Dev1}$.
- Si le bassin est plein, quelle que soit la turbidité, le surplus est déversé dans le milieu naturel à l'amont du bassin, soit $Q_{Dev1} = Q_P = Q - Q_C$,
- Après un remplissage total ou partiel du bassin, celui-ci est vidangé lorsque $Q < Q_C$ et selon les capacités aval, soit $Q_{Vid} = Q_C - Q$.

Les premiers tests ont montré que cette stratégie ne fonctionne pas. Pour les deux sites, les effluents sont très peu dilués par temps de pluie, ce qui avait déjà été noté dans l'analyse des données au chapitre 4. Par conséquent, si un seuil correspondant aux normes de rejets généralement utilisées est fixé, soit 50 mg/l ou 100 mg/l (Aires *et al.*, 2003; Gogien *et al.*, 2004; Pister *et al.*, 2003), la stratégie n'est quasiment jamais activée car les effluents restent très chargés. Pour activer la stratégie, il faut fixer des seuils très élevés de turbidité ce qui entraîne des rejets très importants dans le milieu naturel et une augmentation de la masse rejetée. Cette stratégie est donc pire que la stratégie débit de base. Le Tableau 41 présente les seuils de turbidité testés et leur correspondance en MES en utilisant les bases de données de Nantes de Cordon-Bleu ou de Saint-Mihiel, présentées dans la partie III.

Tableau 41 : Correspondances entre seuil de turbidité (FAU) et concentration en MES (mg/l) à partir des bases de données de Nantes des sites de Cordon-Bleu et de Saint-Mihiel

Seuil de turbidité (FAU)	50	100	150	200
MES avec la base de données Cordon-Bleu (mg/l)	54	96	138	181
MES avec la base de données Saint-Mihiel (mg/l)	68	108	149	189

Des résultats pour le paramétrage ($V_{spe} = 20 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$; $k=3$) sont présentés dans le Tableau 42. La stratégie sur seuil de turbidité n'est activée que pour des valeurs seuils de turbidité supérieures à 150 FAU soit plus de 140 mg/l de MES. Par ailleurs, même avec des seuils élevés (150 ou 200 FAU), elle n'est que faiblement sollicitée et les écarts avec la masse rejetée par la stratégie de base de débit sont très faibles. Lorsque la contrainte de taux de remplissage est faible (50 %), la stratégie turbidité est activée plus fréquemment mais entraîne alors des rejets supérieurs à la stratégie initiale : environ 10 % de masse rejetée supplémentaire avec un seuil de 200 FAU (Tableau 42).

Tableau 42 : Différences relatives de masse rejetée entre la stratégie de base et la stratégie utilisant un seuil de turbidité pour $V_{spe} = 20 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$ et $k=3$ pour différentes contraintes de turbidité et de taux de remplissage.

[Masse (strat. Base) - Masse (strat. Turb)]/ Masse (strat. Base)	Seuil de taux de remplissage τ_C du bassin (%)		
Seuil de turbidité T_C (FAU)	50	75	85
50	NA*	NA*	NA*
100	-0,02%	NA*	NA*
150	-1,4%	-0,3%	-0,3%
200	-9,9%	-6,2%	-3,42%

*NA : Stratégie sur seuil de turbidité non activée

La stratégie utilisant un seuil de turbidité pour rejeter les effluents directement dans le milieu naturel ne semble donc pas adaptée au réseau unitaire car les effluents restent trop concentrés. Il faudrait pouvoir tester cette stratégie dans le cas d'un réseau séparatif.

2.2.2. Stratégie de choix amont/aval : cas du mélange intégral

La construction d'une stratégie sur seuil de turbidité ne fonctionnant pas, les stratégies utilisant la turbidité ont été abordées avec une autre approche. Il serait en effet intéressant de comparer deux valeurs distinctes de turbidité à deux endroits différents dans la configuration afin de disposer de plus de degrés de liberté dans l'orientation des flux de polluants. Cette comparaison ne doit pas porter sur des valeurs de turbidité d'effluents issus de branches distinctes du réseau, comme c'est le cas de la configuration à deux entrées testée au chapitre 11, mais sur la comparaison de deux valeurs de turbidité du même effluent, décalées dans le temps. Par décalage dans le temps, on entend ici la comparaison entre la turbidité à l'aval du bassin versant, avant l'entrée dans le bassin ou en STEP (T sur la Figure 122) avec la turbidité sortant du bassin (T_S sur la Figure 122), qui est issue des apports successifs d'effluents stockés dans l'ouvrage. Ce cas-type demande donc de définir deux points :

- La turbidité T_S en sortie de bassin doit être évaluée à partir des valeurs réelles mesurées en amont,
- Les deux valeurs de turbidité comparées doivent aller de pair avec un degré de liberté supplémentaire dans l'orientation des flux, c'est-à-dire le choix entre un déversement amont et un déversement aval. Autrement dit, la configuration initiale de bassin piège devient une configuration de bassin de transit.

Pour le premier point, le bassin de stockage va être considéré comme un réacteur effectuant un mélange intégral parfait des effluents, c'est-à-dire sans décantation et avec une concentration homogène dans tout le volume du bassin. Ainsi, à l'instant i , le bassin reçoit le volume $V(i)$ et la turbidité $T(i)$. Il est rempli du volume V_B et a une turbidité homogène $T_m(i)$. Le volume de sortie est le même que celui qui entre, soit $V(i)$, et la turbidité de sortie est celle du bassin c'est-à-dire $T_m(i)$. La nouvelle valeur de turbidité $T_m(i+1)$ dans le bassin, à l'instant $i+1$, se calcule par le principe de mélange intégral et de conservation de la masse selon la formule :

$$T_m(i+1) = \frac{[T(i) - T_m(i)] \cdot Q(i) \cdot \Delta i + T_m(i) \cdot V_B}{V_B}$$

où $T(i)$ et $Q(i)$ sont les valeurs au point de mesure amont et Δi le pas de temps. La stratégie n'est activée que lorsque le bassin est plein.

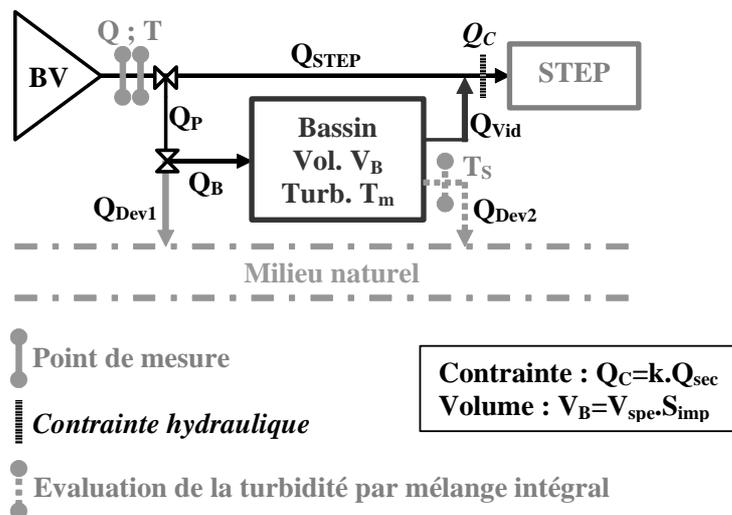


Figure 122 : Cas type « bassin en parallèle » pour la configuration deux points de déversement et l'hypothèse de mélange intégral

Selon les notations de la Figure 122, les règles de la stratégie dite de mélange intégral sont alors les suivantes (avec V le volume dans le bassin à l'instant i).

- Si $Q < Q_C$, alors $Q_{STEP} = Q$ et l'ensemble des effluents est envoyé vers l'aval à la STEP,
- Si $Q > Q_C$ et $V < V_B$, alors le plus d'effluents possible est envoyé en STEP, soit $Q_{STEP} = Q_C$ et le surplus Q_P est envoyé vers le bassin, soit $Q_P = Q - Q_C = Q_B$,
- Si $Q > Q_C$ et $V = V_B$,
 - o Et si $T < T_S$, alors le flux prioritaire est le flux le plus pollué en sortie de bassin qui doit être amené vers la STEP soit, $Q_{Vid} = Q_C$. Le bassin est à nouveau rempli du même volume par les effluents amont tel que $Q_B = Q_C$. Enfin, le surplus est déversé dans le milieu naturel à l'amont du bassin, soit $Q_{Dev1} = Q - Q_C$; dans ce cas $Q_{STEP} = 0$, $Q_P = Q$ et $Q_{Dev2} = 0$.
 - o Et si $T > T_S$, alors le flux prioritaire est le flux le plus pollué à l'amont du bassin qui doit être amené vers la STEP soit, $Q_{STEP} = Q_C$. Le bassin est alors délesté du surplus à l'aval tel que $Q_{Dev2} = Q - Q_C$ en même temps qu'il est rempli par l'amont du même surplus avec $Q_B = Q_P = Q - Q_C$; dans ce cas $Q_{Vid} = 0$ et $Q_{Dev1} = 0$.
- Après un remplissage total ou partiel du bassin, celui-ci est vidangé lorsque $Q < Q_C$ et selon les capacités aval, soit $Q_{Vid} = Q_C - Q$.

Cette stratégie s'appuie sur la possibilité de déverser soit à l'amont, soit à l'aval en fonction de la valeur de T par rapport à T_S en regard d'une stratégie de base où les déversements ont uniquement lieu à l'amont. Or, dans une configuration de bassin de transit à connexion latérale, les règles de gestion peuvent imposer un déversement permanent à l'aval plutôt qu'à l'amont. Il convient donc de rajouter une seconde stratégie de base, n'utilisant pas de données de turbidité mais pour laquelle tous les déversements ont lieu à l'aval.

2.2.3. Stratégie au fil de l'eau avec déversement aval

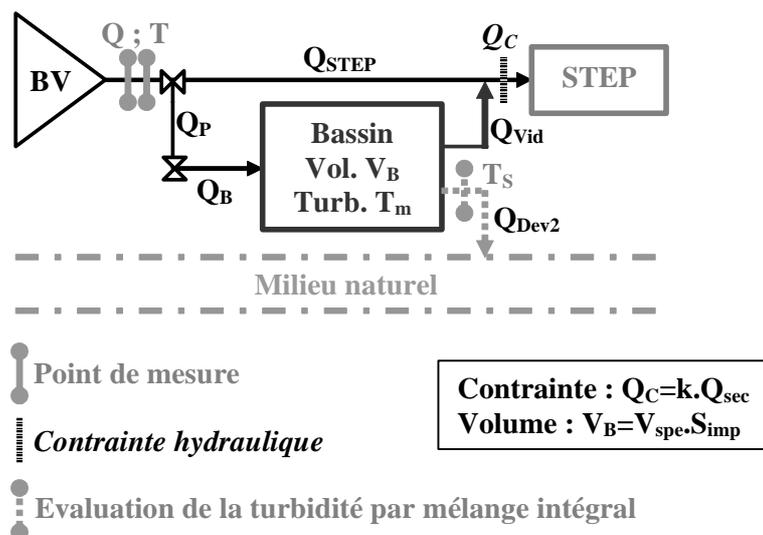


Figure 123 : Cas type « bassin en parallèle » pour la configuration avec déversement aval et l'hypothèse de mélange intégral

La stratégie de base avec déversement aval est très similaire à la stratégie de base avec déversement amont mais la concentration aval T_S est évaluée à partir des hypothèses de mélange intégral. Les règles sont les suivantes (à partir des notations de la Figure 123).

- Si $Q < Q_C$, alors $Q_{STEP} = Q$ et l'ensemble des effluents est envoyé vers l'aval à la STEP,
- Si $Q > Q_C$, alors le plus d'effluents possible est envoyé en STEP, soit $Q_{STEP} = Q_C$ et le surplus Q_P est envoyé vers le bassin, soit $Q_P = Q - Q_C = Q_B$,
- Si le bassin est plein, alors le surplus est déversé dans le milieu naturel à l'aval du bassin, soit $Q_{Dev2} = Q - Q_C$,
- Après un remplissage total ou partiel du bassin, celui-ci est vidangé lorsque $Q < Q_C$ et selon les capacités aval, soit $Q_{vid} = Q_C - Q$.

2.2.4. Prise en compte de phénomènes de décantation dans le bassin

Les stratégies précédentes ne tiennent compte d'aucune décantation dans le bassin. En réalité, les effluents vont partiellement décanter et le mélange intégral porte sur des effluents censés être de moins en moins concentrés. Des stratégies tenant compte de phénomènes de décantation ont donc été ajoutées. Par souci de simplicité, l'efficacité globale de décantation a été ramenée à un taux par minute pour s'accorder au pas de temps d'acquisition des données. La formule de calcul de la concentration moyenne dans le bassin, entre deux pas de temps, devient alors :

$$T_m(i+1) = \frac{[T(i) - T_m(i)] \cdot Q(i) \cdot \Delta i + T_m(i) \cdot V_B}{V_B} - \rho_{Dec} \cdot T_m(i)$$

où ρ_{Dec} est le coefficient d'efficacité de décantation par minute.

Autrement dit, si l'efficacité moyenne du bassin est notée Eff_{Dec} et le temps de séjour t_s (en minute), les formules suivantes permettent de relier les paramètres entre eux :

$$\begin{aligned} - \rho_{Dec} &= 1 - (1 - Eff_{Dec})^{\frac{1}{t_s}} \quad (1) \\ - Eff_{Dec} &= 1 - (1 - \rho_{Dec})^{t_s} \quad (2) \end{aligned}$$

Pour évaluer les valeurs à donner au paramètre ρ_{Dec} , il faut fixer des valeurs d'efficacité globale Eff_{Dec} et de temps de séjour t_s . Pour le paramètre Eff_{Dec} , une large gamme de valeurs peut être utilisée car les efficacités peuvent fortement varier d'un événement à un autre ou d'un site à un autre. En revanche, pour les temps de séjour, cela dépend du contexte.

Des tests préliminaires ont montré que les temps de séjour moyens au cours des simulations, avec les données des Quais comme de Clichy, étaient plutôt faibles : entre 30 minutes et 2h00 la plupart du temps. Cependant, le travail n'a pas lieu à l'échelle événementielle mais à l'échelle annuelle. L'intégration de ces différents points nous a donc amené à adopter la démarche suivante pour paramétrer ρ_{Dec} .

- Détermination *a priori* de valeurs de ρ_{Dec} à partir de valeurs usuelles de Eff_{Dec} (entre 60 % et 90 %) et de t_s compris entre 20 minutes et 2h00 en utilisant la formule (1).
- Calcul de l'efficacité annuelle réelle en comparant la masse déversée avec la stratégie de déversement aval sans décantation et celle de déversement aval avec prise en compte de la décantation selon le couple (k ; V_{spe}) : **il ne s'agit donc pas d'un calcul classique d'efficacité sous la forme d'une différence entrée/sortie mais de la comparaison entre mélange intégral seul et mélange intégral + décantation dans le cas d'une stratégie débit avec déversement aval.**

- Ajustement des valeurs ρ_{Dec} pour obtenir une plage de valeur de Eff_{Dec} comprise entre 10 % et 90 % selon le couple (k ; V_{spe}).

La Figure 124 permet de visualiser, pour le site des Quais, que de larges gammes d'efficacité sont balayées selon le coefficient ρ_{Dec} , le coefficient de contrainte k ou le volume spécifique de stockage V_{spe} appliqué. L'efficacité est bien sûr d'autant plus grande que ρ_{Dec} est grand. Elle diminue quand k et V_{spe} augmentent. Ceci est en fait dû à l'expression de l'efficacité sous la forme de la différence entre déversement aval avec mélange intégral seul et déversement aval avec mélange intégral + décantation. Lorsque le couple de valeurs (k ; V_{spe}) est élevé, le mélange intégral permet une meilleure dilution des effluents et l'efficacité relative de la décantation par rapport au mélange intégral seul diminue alors parce que le mélange intégral est plus efficace.

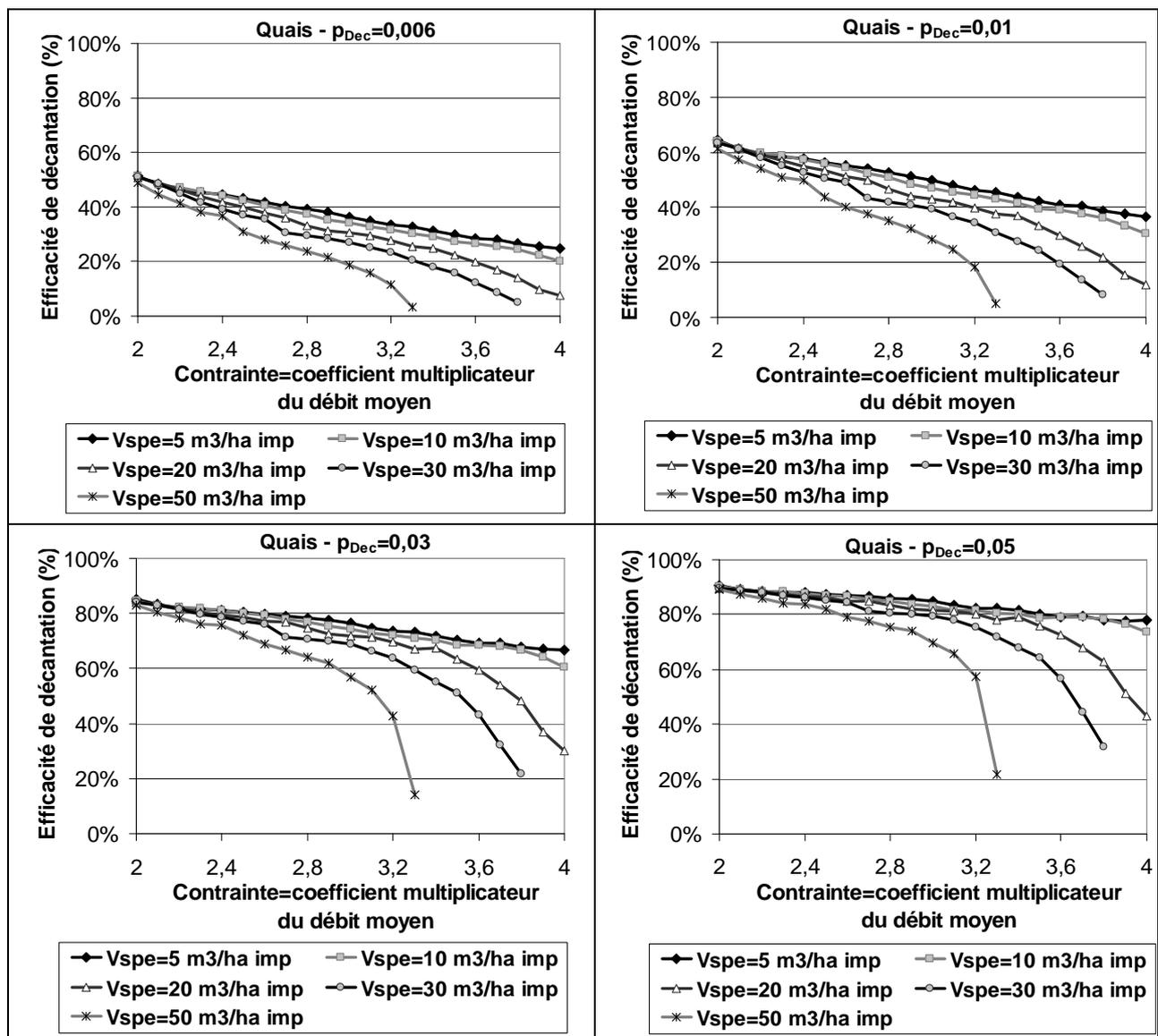


Figure 124 : Efficacités annuelles de la décantation par rapport au mélange intégral seul (%) en fonction de la contrainte aval, pour différentes valeurs de coefficient de décantation ρ_{Dec} et pour différents volumes de stockage spécifique sur le site des Quais

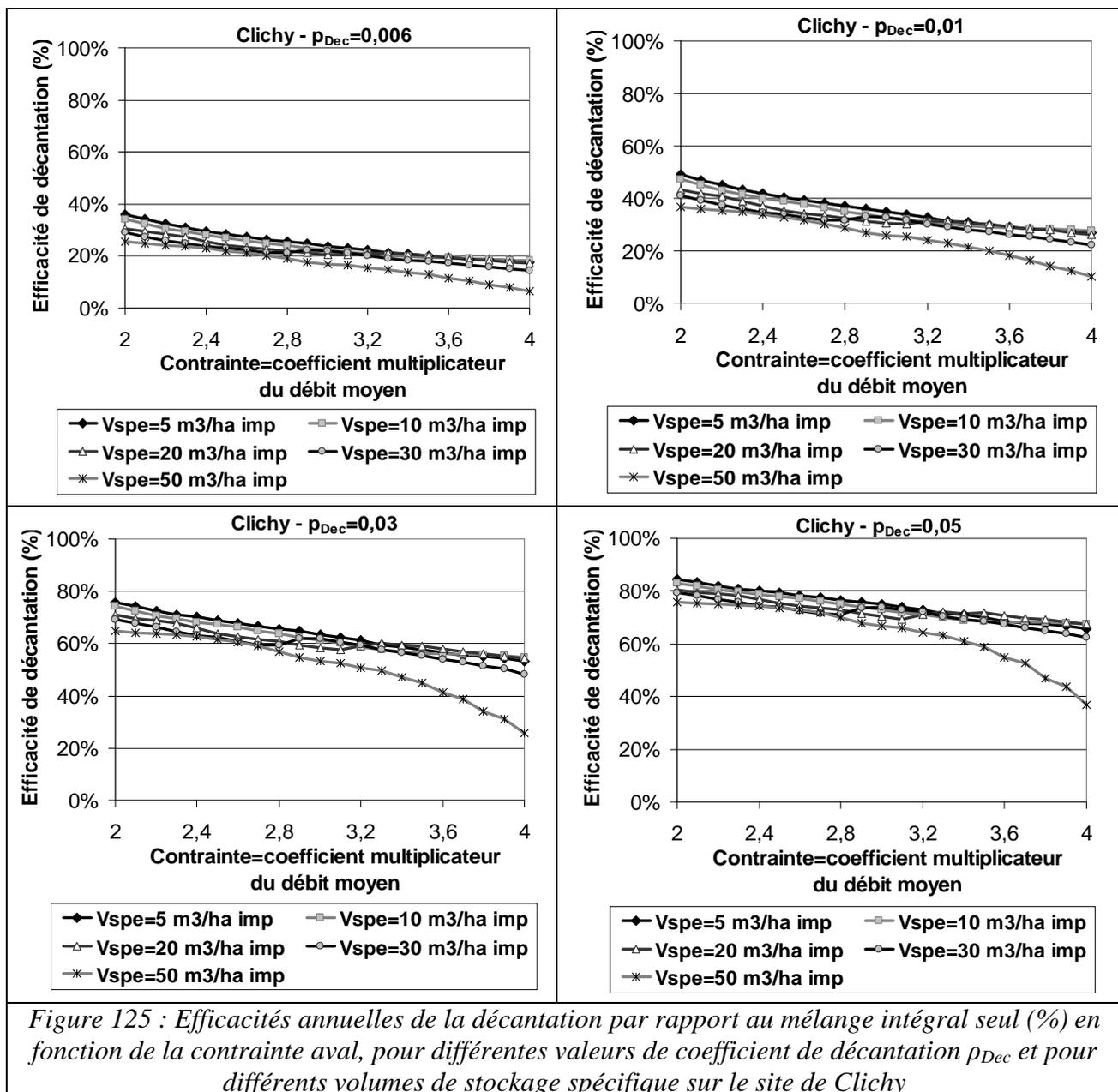
La même analyse peut être faite pour le site de Clichy (Figure 125). L'impact des volumes spécifiques sur l'efficacité de décantation est moins net que pour le site des Quais. Les efficacités par rapport à la stratégie avec déversement aval sans décantation (mélange intégral

seul) sont moins élevées parce que le mélange intégral seul est plus efficace dans le cas du site de Clichy que pour celui des Quais.

L'efficacité étant évaluée ici de façon atypique en comparant des déversements aval avec et sans décantation, le Tableau 43 permet de donner des valeurs d'efficacité globales théoriques, correspondant aux coefficients ρ_{Dec} testés, pour un temps de séjour moyen de 1h40 (100 minutes), à partir de la formule (2).

Tableau 43 : Efficacité globale correspondant aux coefficients de décantation par minute ρ_{Dec} pour un temps de séjour de 1h40 des effluents dans le bassin

Coefficient de décantation ρ_{Dec}	0,006	0,01	0,03	0,05
Efficacité globale (%)	45%	63%	95%	99%



Les valeurs de la Figure 124 et de la Figure 125 et celles du Tableau 43 sont cohérentes et montrent que les valeurs de 0,006 ; 0,01 ; 0,03 et 0,05 pour ρ_{Dec} permettent de balayer une gamme large d'efficacités de décantation.

Dans la suite du chapitre, ces coefficients de décantation sont utilisés pour la stratégie de déversement unique aval et pour la stratégie utilisant les mesures de turbidité avec une double possibilité de déversement à l'amont ou à l'aval.

2.2.5. Bilan des stratégies testées

Le Tableau 44 permet de récapituler les stratégies testées dans la suite ainsi que les paramétrages et les notations.

Tableau 44 : Bilan des configurations et des stratégies de GTR testées

Nom des stratégies	Description	Références	Paramètres variables	Gamme de variation
Déversement Amont	Stratégie de base en débit avec déversement unique à l'amont	Chapitre 12, paragraphe 2.1.2 + Figure 114	Contrainte : coefficient multiplicateur du débit moyen de temps sec k Volume spécifique V_{spe} (m^3/ha_{imp})	[2-4]
Déversement Aval	Stratégie de base en débit avec déversement unique à l'aval	Chapitre 12, paragraphe 2.2.3 + Figure 123		[5, 10, 20, 30, 50]
Choix Amont/Aval	Stratégie avec choix des déversements entre l'amont et l'aval en fonction du niveau de turbidité	Chapitre 12, paragraphe 2.2.2 + Figure 122		
Déversement Aval + décantation	Stratégie de base en débit avec déversement unique à l'aval + prise en compte de décantation dans le bassin	Chapitre 12 Paragraphes 2.2.3 et 2.2.4 + Figure 123	Contrainte : coefficient multiplicateur du débit moyen de temps sec k Volume spécifique V_{spe} (m^3/ha_{imp})	[2-4]
Choix Amont/Aval + décantation	Stratégie avec choix des déversements entre l'amont et l'aval en fonction du niveau de turbidité + prise en compte de décantation dans le bassin	Chapitre 12 Paragraphes 2.2.2 et 2.2.4 + Figure 122	Coefficient de décantation ρ_{Dec}	[5, 10, 20, 30, 50] [0,01, 0,03, 0,05, 0,12]

2.2.6. Comparaison des stratégies

Nous allons toujours comparer une stratégie de base utilisant seulement le débit à une stratégie utilisant des mesures de turbidité. La stratégie utilisant la turbidité est celle pour laquelle on dispose d'un choix des points de déversement entre l'amont et l'aval. Elle peut être comparée à la stratégie de débit avec déversement amont ou à la stratégie de débit avec déversement aval.

Nous avons choisi de comparer la stratégie de turbidité à l'une ou l'autre des stratégies débit en fonction de la prise en compte ou non de la décantation.

- Si l'on considère un mélange intégral seul sans décantation dans le bassin, la stratégie de débit a plutôt tendance à privilégier des déversements amont. La comparaison a donc lieu avec la stratégie de débit avec déversement amont.
- Au contraire, si des phénomènes de décantation sont pris en compte dans le bassin, la stratégie débit a plutôt tendance à privilégier des déversements aval afin de permettre la décantation. La comparaison entre stratégie turbidité avec alternance des points de déversement amont/aval et prise en compte de la décantation se fait dans ce cas avec la stratégie de débit avec déversement aval et décantation.

Les stratégies décrites précédemment génèrent le même volume déversé puisque les capacités de stockage et la contrainte restent les mêmes d'une stratégie à l'autre. Seules la position du point de déversement et la concentration des effluents déversés changent d'une stratégie à l'autre. Les comparaisons des stratégies entre elles portent donc uniquement sur des différences de masses annuelles déversées et ce, pour un même volume annuel déversé. Comme dans l'étude théorique, les masses sont exprimées en FAU.m³

Cas sans décantation avec mélange intégral seul - comparaison de la stratégie de déversement amont par rapport à la stratégie de choix amont/aval.

- Différences directe (FAU.m³) : Masse(Déversement Amont) – Masse(Choix Amont/Aval)
- Gain en % : [Masse(Déversement Amont) – Masse(Choix Amont/Aval)]/Masse(Déversement Amont)

Cas avec mélange intégral + décantation - comparaison de la stratégie de déversement aval avec décantation par rapport à la stratégie de choix amont/aval avec décantation.

- Différences directe (FAU.m³) : Masse(Déversement Aval + Décantation) – Masse(Choix Amont/Aval + Décantation)
- Gain en % : [Masse(Déversement Aval + Décantation) – Masse(Choix Amont/Aval + Décantation)]/Masse(Déversement Aval + Décantation)

2.3. *Résultats de la stratégie turbidité de choix amont/aval avec mélange intégral seul par rapport à un déversement amont unique*

Dans ce paragraphe, les résultats portent sur la comparaison entre la stratégie permettant deux choix de points de déversement par rapport à la stratégie simple de déversement amont sous l'hypothèse de mélange intégral des effluents dans le bassin et sans tenir compte de la décantation. Les résultats ont en majorité été établis pour l'année 2006.

2.3.1. **Vérification des volumes annuels déversés**

L'étude théorique avec une hypothèse de prévision parfaite, présentée au chapitre 12, paragraphe 1 a utilisé des données individualisées en événements pluvieux. Dans cette étude, les données sont utilisées en temps réel, sans distinction temps sec/temps de pluie. Il est donc intéressant de vérifier que pour un même couple de paramètre (k ; V_{spe}), les mêmes volumes sont déversés à l'échelle annuelle, pour les deux types d'étude. La Figure 126 donne la différence entre les volumes déversés dans l'étude théorique et ceux déversés en utilisant les données en temps réel,

pour la même configuration de bassin en parallèle avec déversement à l'amont (et interception depuis le début de l'événement). Pour le site de Clichy (référéncé P219), les écarts sont toujours très faibles, inférieurs à 2 % quelle que soit la valeur du coefficient de contrainte k . Pour les Quais (référéncé P213), les écarts sont très importants pour les valeurs de k de 2, 2,1 ou 2,2 (selon les valeurs de V_{spe}) puis redeviennent ensuite faibles (en général inférieurs à 3 %). Ces écarts élevés pour les valeurs de k faibles indiquent que plus d'effluents sont rejetés en utilisant les données en temps réel, ce qui peut avoir deux origines.

- Une explication partielle liée à l'utilisation des données. Dans l'étude théorique avec prévision parfaite, le bassin de stockage est toujours vide au début de la pluie alors que dans l'utilisation des données en temps réel, si deux pluies se succèdent rapidement, le bassin peut être encore partiellement ou totalement rempli et plus de déversements ont donc lieu.
- La principale cause des différences observées est la présence de rejets de temps sec en plus des rejets de temps de pluie.

Les valeurs de débit de temps sec du site des Quais sont très variables. Leurs amplitudes sont importantes en raison de la station de pompage amont et des apports externes du siphon Cuvier (cf. chapitre 6). Pour des valeurs de k trop petites, des effluents de temps sec sont également rejetés dans le milieu naturel. Toutefois, ce phénomène reste marginal et ne concerne que de petites valeurs de coefficients de contrainte : la grande majorité des déversements sont des déversements de temps de pluie. Par ailleurs, il n'est pas si rare que des réseaux déversent par temps sec et même si ce n'est pas l'objectif initial de ce travail, cela permet de mesurer l'efficacité de la stratégie de turbidité dans ce cas particulier.

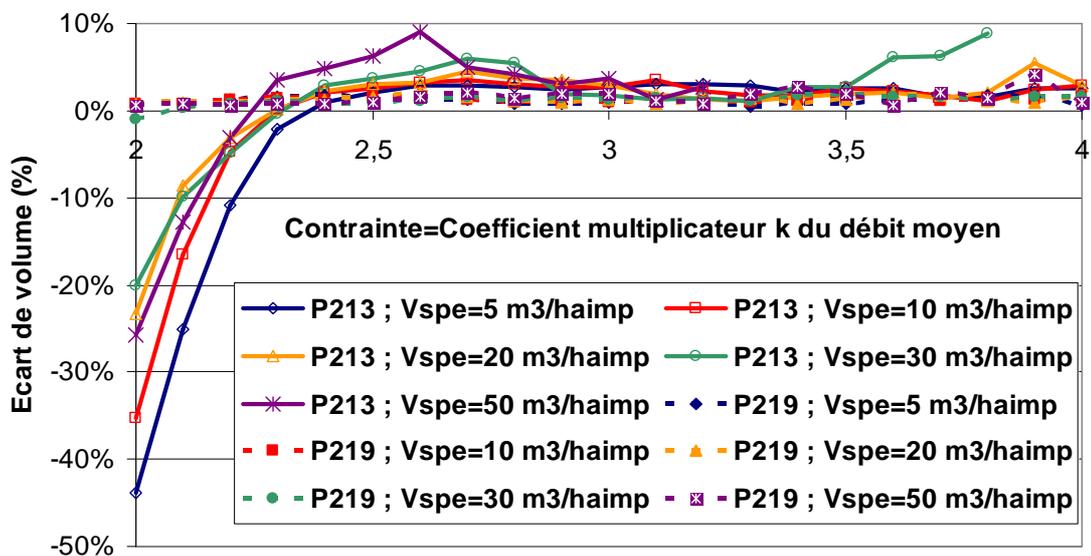


Figure 126 : Différences entre le volume déversé dans la stratégie d'interception depuis le début de l'étude théorique et le volume déversé à l'amont dans la stratégie de base, ramené au volume déversé de l'étude théorique en fonction de la contrainte et pour les différents volumes de stockage spécifiques pour les sites des Quais (P213) et de Clichy (P219)

2.3.2. Partage des déversements entre amont et aval

La stratégie de turbidité avec choix amont/aval des déversements permet une alternance de déversements entre l'amont et l'aval. La Figure 127 présente le pourcentage de masse déversée à l'amont par rapport à la masse annuelle totale déversée pour cette stratégie et pour les deux sites.

Les différences entre sites pour les valeurs de k supérieures à 2, déjà mentionnées dans l'étude théorique, sont également visibles dans ces simulations.

Pour le site des Quais, une hiérarchisation nette des volumes spécifiques apparaît sur la Figure 127. Plus le volume spécifique est grand, plus les effluents sont déversés à l'amont. Ce phénomène s'amplifie avec les valeurs de k.

Pour Clichy, la hiérarchisation est inversée. Plus le volume spécifique est grand et plus les effluents sont déversés à l'aval.

Ces différences de comportement entre les deux sites s'expliquent en partie par les différences relatives de pointes de débit par rapport au débit moyen de temps sec (chapitre 12, paragraphe 1.3.3). Pour un même volume spécifique de stockage sur les deux sites, le volume apporté au niveau de Clichy par temps de pluie est plus élevé qu'au Quais par rapport au volume de temps sec. Cela permet un mélange et une dilution plus importants que sur le site des Quais. La turbidité de sortie T_S sera donc plus souvent inférieure à la turbidité T mesurée à l'amont pour le site de Clichy.

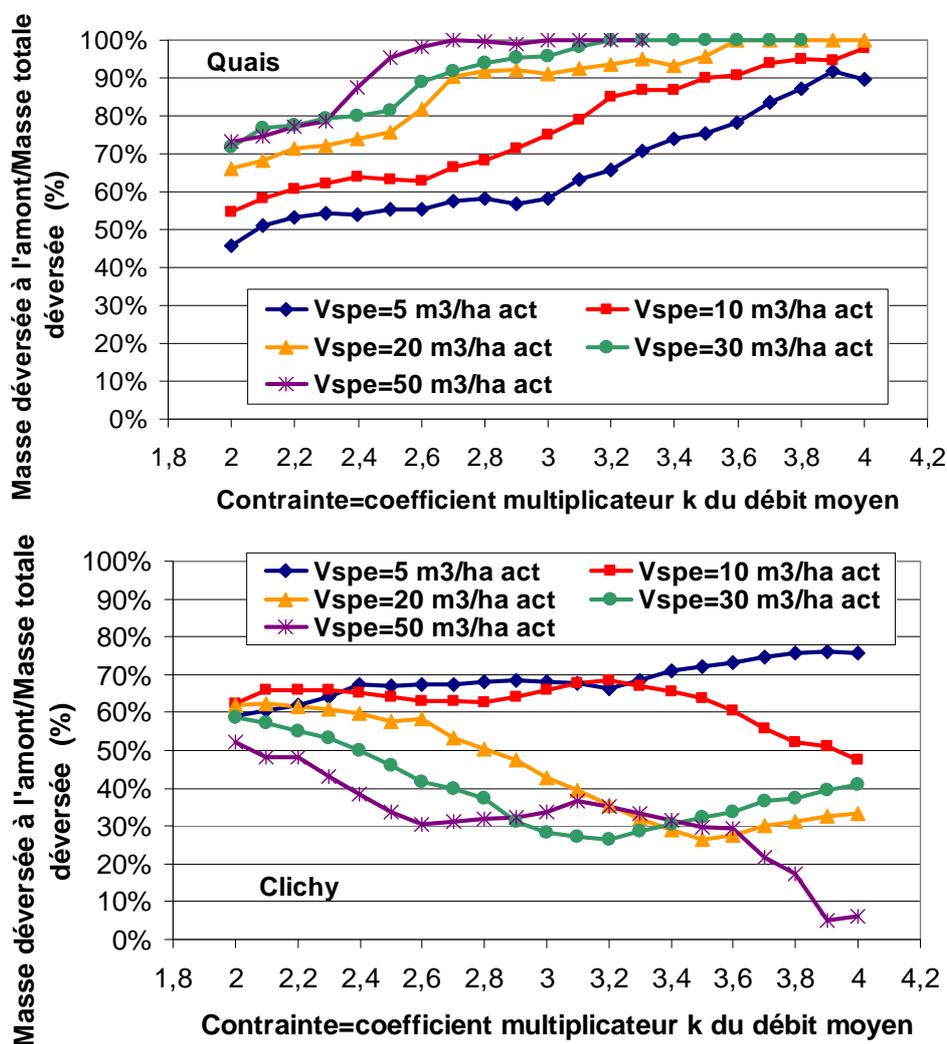


Figure 127 : Partage des déversements entre amont et aval dans la stratégie permettant un choix amont/aval en fonction des valeurs de contrainte et en des volumes spécifiques de stockage

Ces résultats ont été illustrés en comparant précisément les stratégies pour le volume spécifique $V_{spe}=20 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$.

2.3.3. Illustration pour $V_{spe}=20m^3/ha_{imp}$

La Figure 128 (site des Quais) et la Figure 129 (site de Clichy) permettent la comparaison détaillée des différentes stratégies. Une comparaison entre la stratégie de turbidité avec alternance amont/aval et une stratégie de débit avec déversement aval a été ajoutée en plus de la comparaison entre la stratégie de turbidité avec alternance amont/aval et la stratégie de débit avec déversement amont.

Pour les deux sites, la partie *a*) des figures donne les masses annuelles déversées pour les 3 stratégies (déversement amont, déversement aval et choix amont/aval). Cela permet de voir la nette diminution de masse déversée lorsque *k* augmente. Pour le site des Quais, il n'y a même aucun déversement à partir de $k=3,6$. La partie *b*) donne le pourcentage de masse déversée à l'amont pour la stratégie avec choix amont/aval ce qui permet de situer les différences de masses absolues et relatives entre stratégies débit avec déversement amont ou aval et la stratégie avec alternance des déversements (parties *c* et *d* des figures).

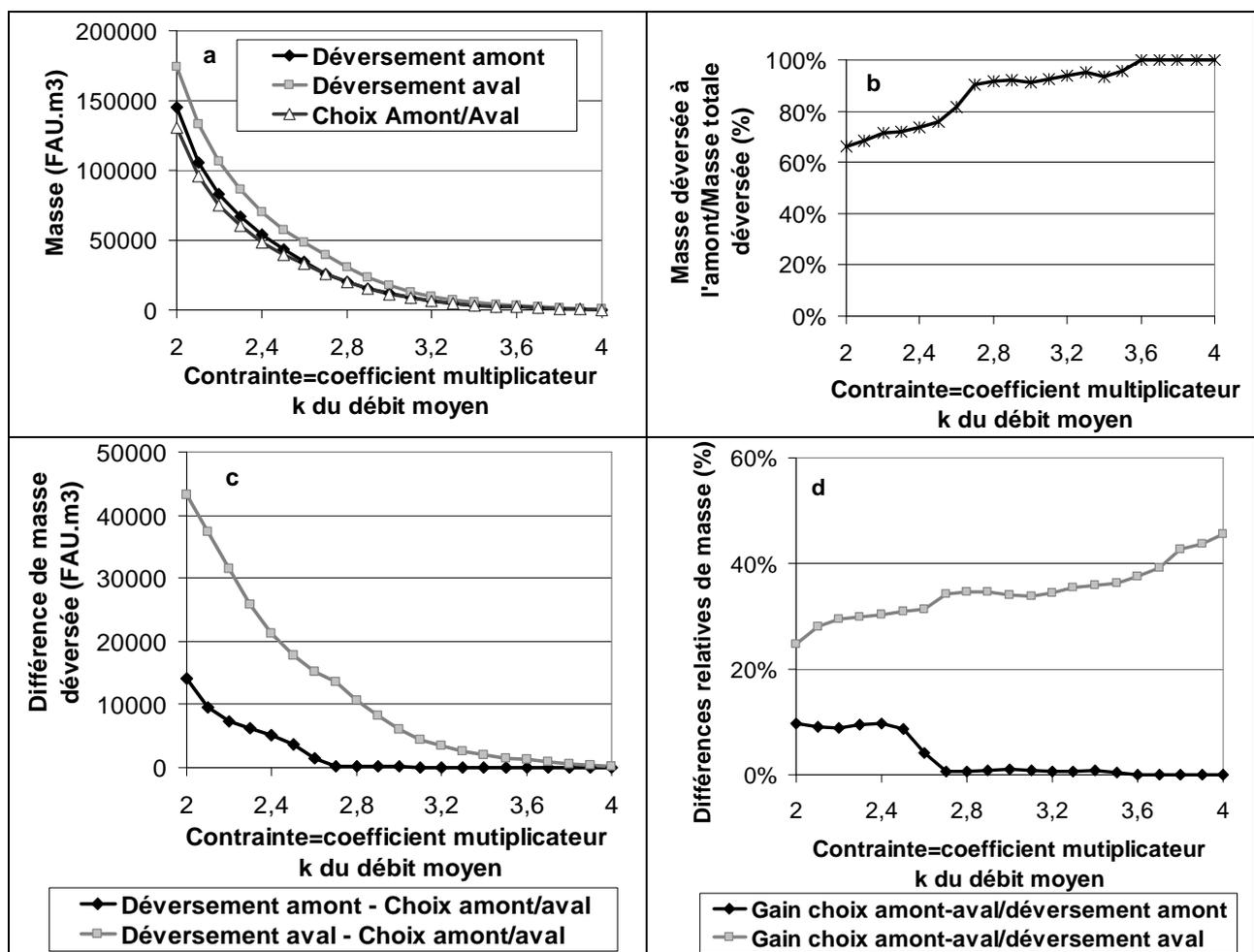
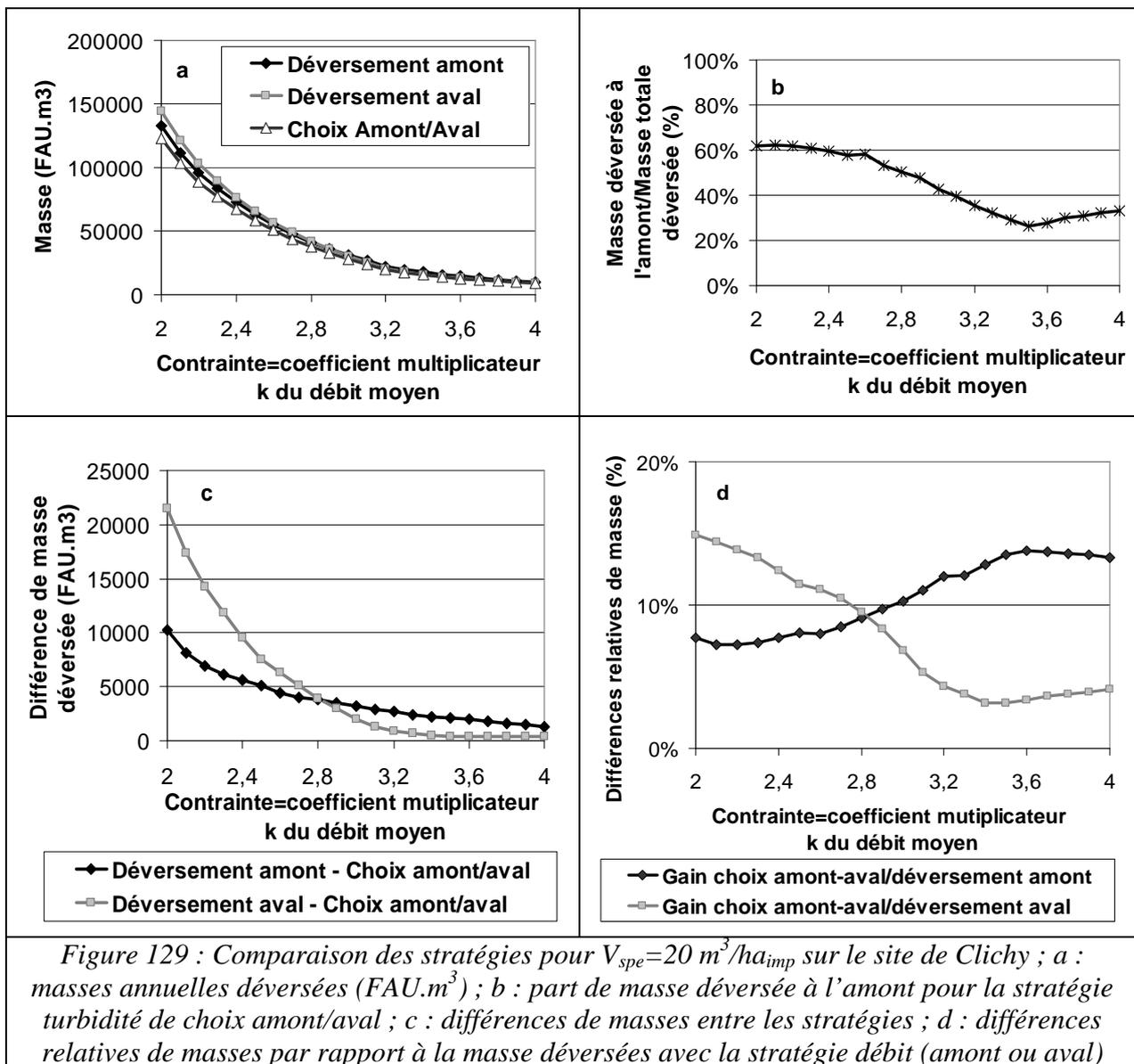


Figure 128 : Comparaison des stratégies pour $V_{spe}=20 m^3/ha_{imp}$ sur le site des Quais ; a : masses annuelles déversées (FAU.m³) ; b : part de masse déversée à l'amont pour la stratégie turbidité de choix amont/aval ; c : différences de masses entre les stratégies ; d : différences relatives de masses par rapport à la masse déversées avec la stratégie débit (amont ou aval)

Dans le cas des Quais, la partie *b*) de la Figure 128 met en évidence des déversements en majorité à l'amont pour la stratégie turbidité avec choix amont/aval ce qui implique que la valeur de turbidité amont *T* est très souvent inférieure à la valeur *T_s* en sortie de bassin estimée par hypothèse de mélange intégral. Ce résultat apparaît également sur la partie *c*) où la différence directe de masse déversée entre stratégie avec point de déversement amont et stratégie turbidité

est inférieure à la différence directe de masse déversée entre stratégie avec point de déversement aval et stratégie turbidité. De même, sur la partie *d*), les gains sont plus importants si l'on compare la stratégie turbidité de choix amont/aval à la stratégie de débit avec déversement aval plutôt qu'à la stratégie de débit avec déversement amont.

Pour le site de Clichy, la partie *b*) de la Figure 129 montre une alternance des déversements amont/aval pour une large gamme de valeur de *k*. Sur la partie *c*) de la figure, la différence directe de masse déversée entre stratégie avec point de déversement amont et stratégie turbidité peut être, selon les valeurs de *k*, inférieure ou supérieure à la différence directe de masse déversée entre stratégie avec point de déversement aval et stratégie turbidité (inversion pour $k=2,8$). De même, sur la partie *d*) de la figure, selon la valeur de *k*, la stratégie de débit donnant le gain le plus élevé, par comparaison à la stratégie turbidité de choix amont/aval, change.



2.3.4. Gain apporté par la stratégie turbidité de choix amont/aval par rapport à la stratégie débit avec déversements uniquement à l'amont

Le gain apporté par la stratégie permettant de choisir entre deux points de déversement à l'amont ou à l'aval a été représenté pour tous les couples (V_{spe} ; k) étudiés et pour les deux sites (Figure 130). Les zones où les déversements amont représentent entre 35 et 65 % des déversements totaux ont été isolées. Il s'agit de zones pour lesquelles la stratégie turbidité agit de manière dynamique avec une alternance de déversements amont ou aval en fonction des niveaux de turbidité (zone dynamique en trait plein).

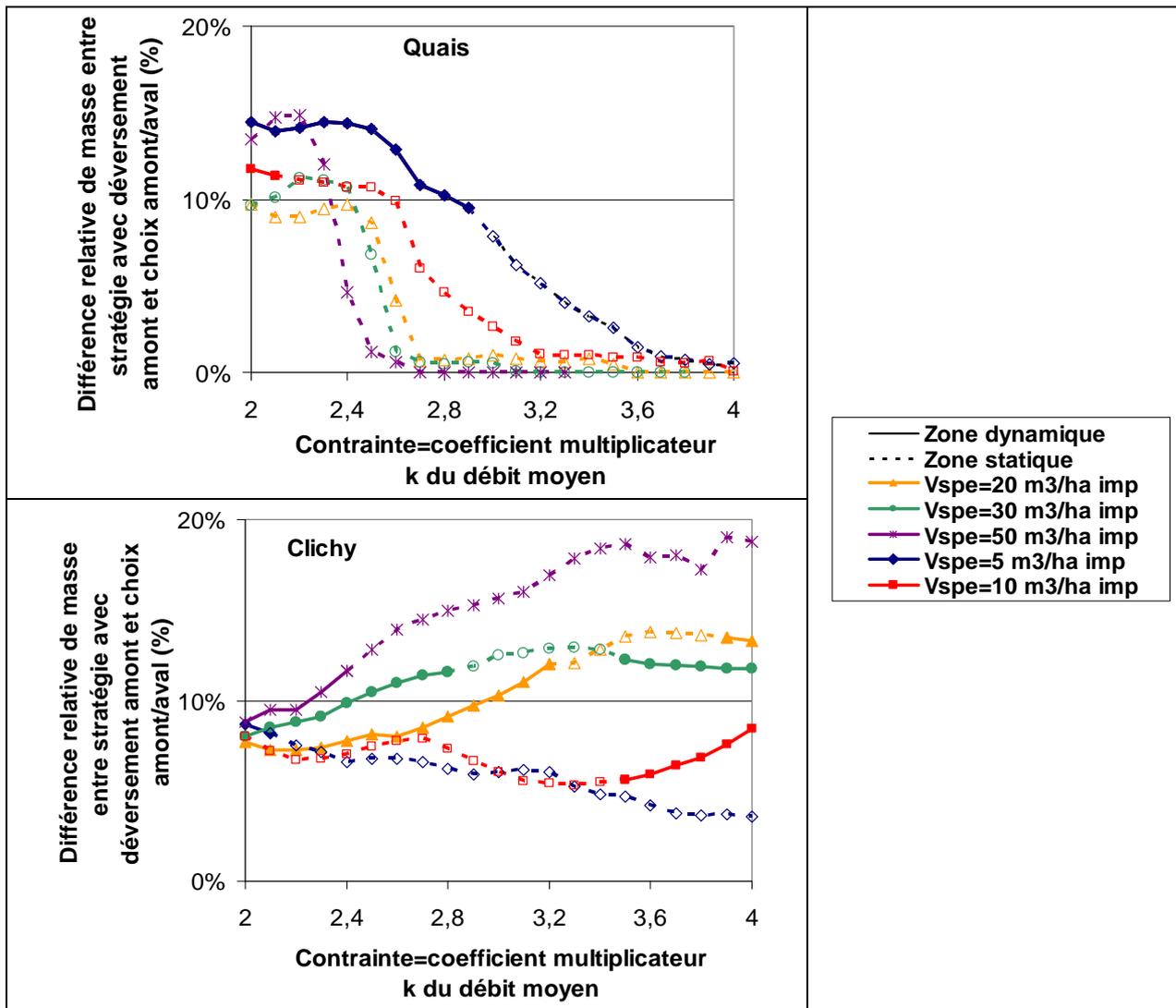


Figure 130 : Gain de la stratégie choix amont/aval par rapport à la stratégie avec un unique point de déversement amont (différence de masse annuelle déversée entre la stratégie de déversement amont et celle de choix amont/aval par rapport à la masse déversée avec la stratégie amont) pour les deux sites en fonction de la contrainte (facteur k du débit moyen de temps sec) et du volume de stockage (V_{spe}) ; zone dynamique= zone pour laquelle la part amont des déversements de la stratégie choix amont/aval est comprise entre 35 et 65 %

La Figure 130 montre que pour le site des Quais, les gains apportés par la stratégie turbidité de choix amont/aval chutent rapidement avec l'augmentation des valeurs de k . Le gain maximal obtenu est de l'ordre de 12 à 14 %. Cette chute du gain est due à la prédominance des déversements amont. La stratégie de turbidité fonctionne surtout en mode statique.

Pour le site de Clichy, le gain augmente avec les valeurs de k et de V_{spe} . La zone de fonctionnement dynamique de la stratégie turbidité est plus importante que dans le cas du site des Quais. Le gain maximal obtenu est de l'ordre de 12 à 14 % sauf pour la valeur $V_{spe}=50 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$ où il atteint quasiment 20 % (mais pour des masses déversées alors faibles).

Les deux sites ont donc des comportements différents, dont une partie des causes, liée à des différences hydrauliques, a déjà été explicitée au chapitre 12, paragraphe 2.3.2. De plus, comme pour l'étude théorique des scénarios de prévisions parfaites (cf. chapitre 12, paragraphe 1), la masse annuelle déversée ne dépend que de peu d'événements pluvieux. Des différences entre les sites pour ces événements peuvent générer des différences de comportements en termes de masse annuelle déversée.

Pour le site des Quais, les effluents sont donc quasiment toujours déversés à l'amont lorsque la stratégie turbidité avec choix amont/aval est mise en place, ce qui génère des gains faibles par rapport à la stratégie débit avec un point de déversement unique à l'amont puisque les comparaisons portent sur des masses déversées similaires.

Pour le site de Clichy, la stratégie turbidité avec choix amont/aval fonctionne plus souvent en dynamique avec une alternance entre les déversements amont ou aval. Les gains générés par rapport à la stratégie débit avec un point de déversement unique à l'amont restent élevés pour une plus large gamme de couples de valeurs (V_{spe} ; k).

Cependant, même lorsque la stratégie turbidité avec choix amont/aval fonctionne en statique, elle n'en demeure pas moins très intéressante. En effet, la connaissance en temps réel et en continu de la turbidité permet de valider le meilleur choix statique – déversement amont ou aval en priorité – qui ne peut pas être connu *a priori* sans les mesures en continu de turbidité.

2.3.5. Impact de l'année d'étude

Des simulations ont été réalisées pour les années 2007 et 2008. Les résultats sont illustrés pour $V_{spe}=20 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$ pour le site des Quais et de Clichy (Figure 131).

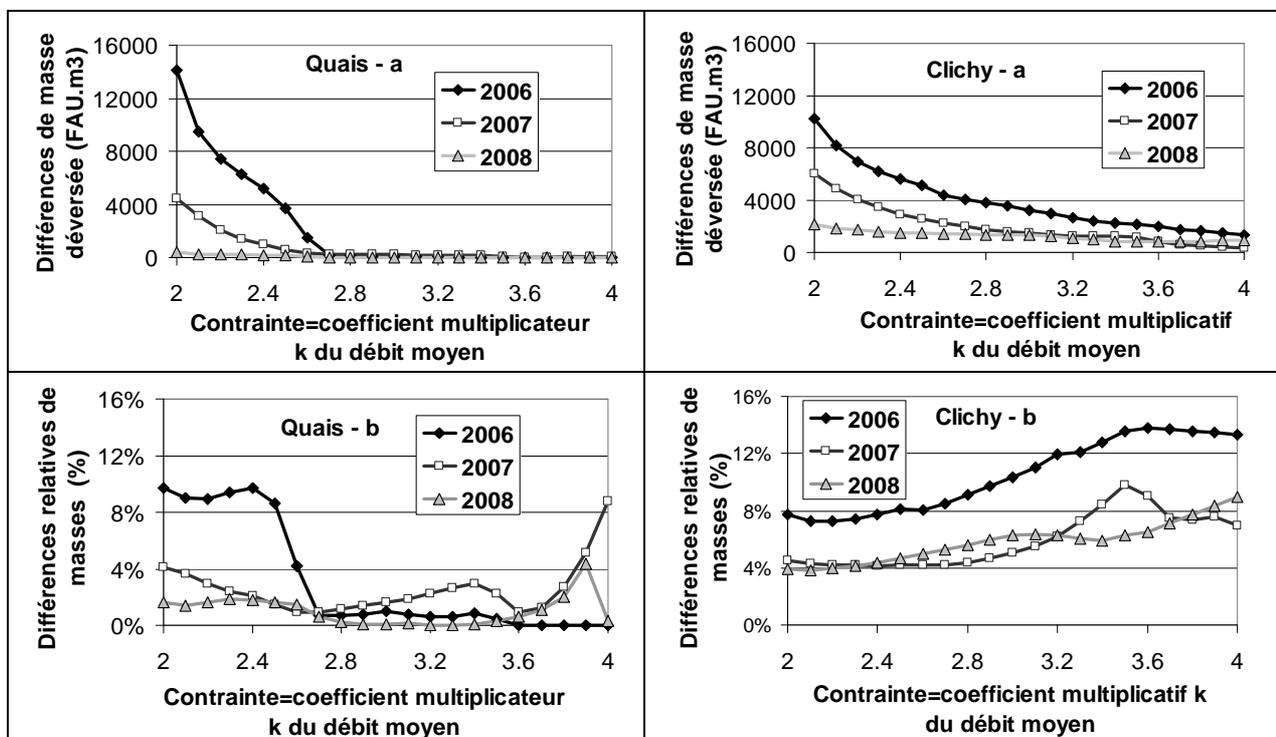


Figure 131 : Comparaison des résultats obtenus en 2006, 2007 et 2008 pour la stratégie de choix amont/aval sur les sites des Quais et de Clichy pour $V_{spe}=20 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$ (différences directes de masses entre la stratégie avec l'unique point de déversement amont et celle de choix amont/aval (a), différences relatives (gain en %, b)).

La Figure 131 présente les différences directes de masses déversées entre la stratégie avec l'unique point de déversement amont et celle de choix amont/aval (a) ainsi que la différence relative de masses déversées par rapport à la stratégie débit avec déversement amont (b). Les pertes de données des années 2007 et 2008, surtout pour le site de Clichy, sont visibles dans les plus faibles différences de masse déversée entre les deux stratégies (Tableau 40).

Pour le site des Quais, bien que les pertes de données soient moins importantes, d'importantes différences de masses sont visibles en 2007 et en 2008 sur la Figure 131. Elles sont dues au fait que la stratégie turbidité de choix amont/aval est encore plus proche de la stratégie débit avec déversement amont, ce qui est confirmé par la nette diminution des gains par rapport à 2006.

Les différences entre les sites des Quais et de Clichy ainsi que les différences entre les années étudiées montrent l'intérêt de la turbidité pour la gestion en temps réel à travers la stratégie de choix amont/aval. Selon les sites et les années, la stratégie turbidité amont/aval est en effet plus ou moins efficace par rapport à la stratégie débit avec déversement amont car elle fonctionne de manière dynamique ou statique. Ces résultats ne peuvent pas être prévus à l'avance et les mesures en continu de turbidité apportent donc toujours un gain par rapport à la stratégie de débit.

2.4. *Résultats pour le choix amont/aval avec mélange intégral et décantation*

Les résultats de ce paragraphe permettent de comparer la stratégie turbidité de choix amont/aval à la stratégie débit de déversement unique aval sous l'hypothèse de mélange intégral des effluents dans le bassin et en tenant compte de phénomènes de décantation par l'intermédiaire du coefficient ρ_{Dec} (Figure 124 et Figure 125).

Les résultats présentés dans la suite ont été obtenus à partir des données de l'année 2006. Par souci de clarté, seuls les résultats relatifs au volume spécifique de $20 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$ sont présentés. Les conclusions restent les mêmes quel que soit le volume spécifique car les variations de comportements d'un volume à un autre, pour un même coefficient de décantation ρ_{Dec} , sont les mêmes que celles déjà étudiées dans le cas du mélange intégral seul et visibles sur la Figure 127 et la Figure 130.

2.4.1. **Partage des déversements entre amont et aval**

Pour la stratégie turbidité avec choix amont/aval et décantation et pour $V_{spe}=20 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$, la Figure 132 montre que plus le coefficient de décantation ρ_{Dec} est élevé, plus les déversements effectués à l'aval. Les comportements diffèrent en fonction de la contrainte pour les deux sites, comme cela a déjà été notifié à plusieurs reprises.

Pour le site de Clichy, où la stratégie turbidité avec choix amont/aval et mélange intégral seul, se manifeste par une dynamique d'alternance entre amont et aval, la prise en compte de la décantation fait basculer cette stratégie dans un mode statique avec une majorité de déversements aval. Ce résultat est logique puisque la décantation permet de faire diminuer la concentration en sortie de bassin par rapport aux effluents arrivant à l'amont.

Pour le site des Quais, l'effet de la décantation est le même mais avec un décalage. En l'absence de décantation, la stratégie turbidité avec choix amont/aval était statique avec une prédominance des déversements à l'amont. Pour des valeurs de coefficients de décantation faibles ($\rho_{Dec}=0,006$ et $\rho_{Dec}=0,01$), la stratégie devient donc dynamique avec alternance de déversements amont/aval. Pour les coefficients plus élevés ($\rho_{Dec}=0,03$ et $\rho_{Dec}=0,05$), la stratégie devient statique avec une majorité de déversements aval.

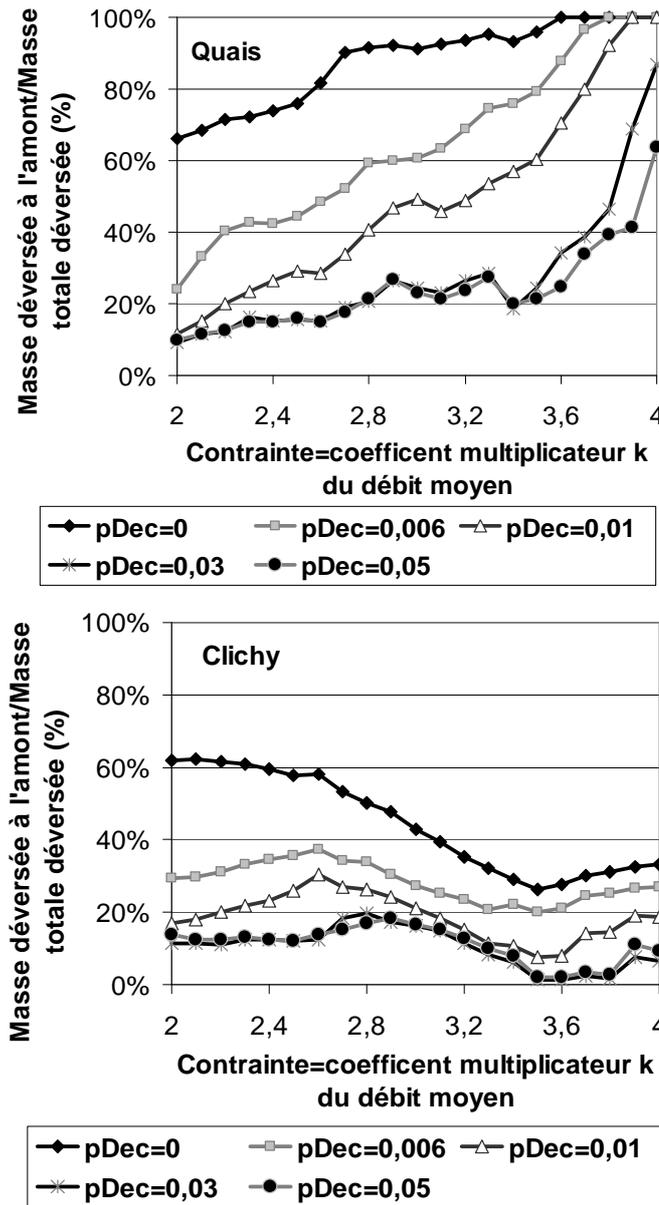


Figure 132 : Partage des déversements entre amont et aval dans la stratégie permettant un choix amont/aval en fonction des valeurs de contrainte et du coefficient de décantation pour le volume spécifique de stockage $20 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ sur les sites des Quais et de Clichy pour différents coefficients de décantation ρ_{Dec}

2.4.2. Gain apporté par la stratégie turbidité de choix amont/aval avec prise en compte de la décantation

La décantation provoque une baisse importante de la concentration en sortie de bassin puisqu'une grande partie des effluents chargés a été piégée au fond de l'ouvrage. Lorsque la décantation est effective, il est donc *a priori* plus intéressant de déverser les effluents à l'aval plutôt qu'à l'amont. Ce résultat apparaît sur la Figure 133 où les gains apportés par la stratégie turbidité de choix amont/aval par rapport à une stratégie débit avec déversement aval sont faibles.

Il ne s'agit pas pour autant de remettre en cause l'intérêt de la turbidité pour des stratégies de GTR. En effet, pour le site des Quais et pour les faibles valeurs de coefficients de décantation, le

gain reste élevé car la stratégie est encore dynamique avec alternances de déversements amont/aval. Par ailleurs, l'efficacité de décantation peut être très variable selon les événements pluvieux (cf. le bassin de Solvay dans le chapitre 7), d'autant que dans les simulations, les temps de séjour des effluents dans le bassin sont relativement courts.

Il existe donc des situations où la décantation est faible et où la stratégie turbidité avec choix amont/aval apporte une contribution significative par rapport à une stratégie débit de déversement aval. De plus, pour évaluer l'efficacité de la décantation, il est nécessaire de connaître la turbidité en continu et en temps réel, si bien que la stratégie turbidité est toujours plus intéressante que la stratégie débit.

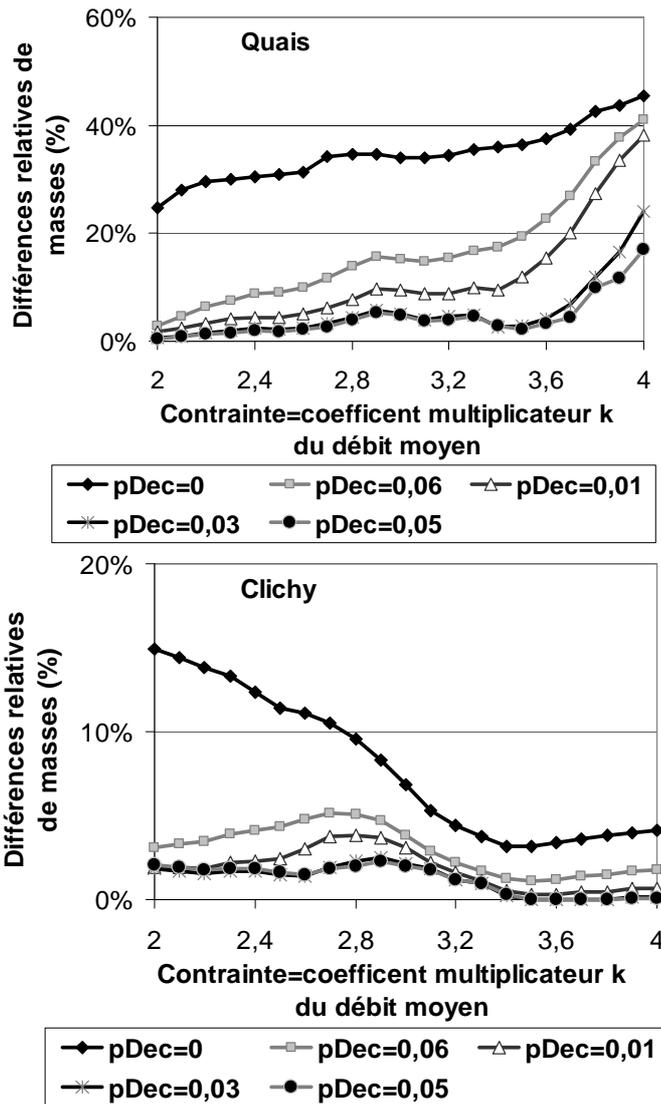


Figure 133 : Gain de la stratégie choix amont/aval par rapport à la stratégie avec un unique point de déversement aval avec prise en compte de la décantation (différence de masse annuelle déversée entre la stratégie de déversement aval + décantation et celle de choix amont/aval + décantation par rapport à la masse déversée avec la stratégie aval) décantation pour le volume spécifique de stockage $20 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ sur les sites des Quais et de Clichy en fonction de la contrainte (facteur k du débit moyen de temps sec) et pour différents coefficients de décantation ρ_{Dec}

3. Conclusions et perspectives relatives au cas type du bassin en parallèle

Ce chapitre teste des stratégies de gestion en temps réel sur des configurations types associant un bassin en parallèle, une contrainte aval et un ou deux points de déversement. Toutes les stratégies ont été testées sur les deux sites parisiens des Quais et de Clichy. Bien que ces deux sites présentent de grandes similitudes de comportements en termes de concentrations et de distributions de masses, leurs réactions hydrauliques aux événements pluvieux sont différentes car les débits des sites des Quais sont écrêtés par des déversoirs amont. Quelle que soit la stratégie, la masse annuelle déversée dépend de quelques événements pluvieux qui ne sont pas forcément les mêmes pour les deux sites. Cela génère des différences de comportements assez nettes entre les deux sites.

Une première étude a permis de calculer des gains théoriques en supposant que l'on puisse intercepter la fraction de masse la plus polluée pour tous les événements pluvieux grâce à une prévision parfaite du débit et de la turbidité. Le Tableau 45 donne les valeurs maximales de gains obtenues par volume spécifique pour des coefficients multiplicateurs du débit moyen de temps sec compris entre 2,5 et 3,5. Pour chaque valeur de gain maximal, la valeur du coefficient de contrainte associée est également donnée dans ce tableau.

Dans le cas des Quais, les gains sont faibles. Ils sont plus importants pour le site de Clichy mais pour des valeurs k élevées, relatives à des masses annuelles déversées faibles. Ce cas est théorique puisqu'on est incapable de prévoir débit et turbidité à l'échelle d'un événement pluvieux complet. Dans des circonstances réalistes de prévisions, c'est-à-dire sur des horizons temporels plus courts, et en tenant compte d'incertitudes sur ces prévisions, les gains seront plus faibles.

Tableau 45 : Valeurs maximales de gains obtenues pour k compris entre 2,5 et 3,5, pour les deux sites (Quais= « Q » et Clichy= « C »), les différents volumes spécifiques dans le cas des simulations de prévisions parfaites de débit et de turbidité.

Gain (%) (k correspondant)	$V_{spe}=5$ m^3/ha_{imp}		$V_{spe}=10$ m^3/ha_{imp}		$V_{spe}=20$ m^3/ha_{imp}		$V_{spe}=30$ m^3/ha_{imp}		$V_{spe}=50$ m^3/ha_{imp}	
	Q	C	Q	C	Q	C	Q	C	Q	C
Cas d'une prévision parfaite	6,3 (3)	4,9 (3,2)	8,0 (2,7)	7,0 (2,7)	9,9 (2,5)	14 (3,4)	12 (2,5)	18 (3,3)	11 (2,5)	33 (3,5)

Dans une seconde étude, les données ont été utilisées en temps réel pour différents scénarios de gestion. La stratégie utilisant un seuil de turbidité pour rejeter des effluents directement dans le milieu naturel, même si des capacités de stockage sont encore disponibles, n'a pas fonctionné avec ces données. Cette stratégie a pourtant été déjà envisagée dans différentes études (Grüning & Orth, 2002; Nusch & Scheer, 2002). Elle ne semble applicable que pour des cas particuliers où une vraie dilution se produit par temps de pluie, ce qui n'est pas le cas sur les sites de mesures parisiens. Cette stratégie pourrait donc être à l'avenir testée pour des eaux de temps de pluie de réseaux séparatifs plutôt que pour des effluents unitaires. Par ailleurs, dans certaines études, le rejet direct d'effluents unitaires dilués a aussi été testé afin de garantir un bon fonctionnement de la station d'épuration. La performance n'est alors pas seulement évaluée sur la masse rejetée à l'amont mais également sur le fonctionnement de la STEP (Klepiszewski, 2005). Il s'agit alors de gestion intégrée, ce qui sort du cadre de cette thèse.

Dans ce contexte, une configuration avec un double point de déversement a été envisagée. Ce cas permet de disposer d'un degré de liberté supplémentaire et permet la comparaison de deux valeurs de turbidité en deux points de déversement possibles.

Une possibilité de décantation a également été ajoutée, par l'intermédiaire d'un modèle simple d'efficacité fixe par pas de temps. Dans un cas opérationnel, il faudrait disposer d'un second turbidimètre dans le bassin pour la mesure de T_s , le chapitre 7 ayant montré que la décantation peut être très variable d'un événement à l'autre. Lorsque la stratégie de turbidité avec choix amont/aval est utilisée sans décantation, elle est comparée à une stratégie débit avec un unique point de déversement amont. Lorsque la décantation est modélisée, la stratégie de turbidité avec choix amont/aval est comparée à une stratégie débit avec un unique point de déversement aval.

Selon le site d'étude, la valeur de contrainte aval, le volume de stockage dans le bassin ou l'efficacité de la décantation, le gain apporté par la stratégie permettant un choix amont ou aval des déversements par rapport à la stratégie débit (amont ou aval), en termes de masses annuelles déversées, peut être très variable. Le Tableau 46 récapitule les gains maximaux obtenus pour les deux sites, pour les différents volumes de stockage et les différents coefficients de décantation avec une contrainte comprise entre 2,5 et 3,5 afin d'éviter tout déversement de temps sec et afin de déverser une masse annuelle pas trop petite. Pour chaque gain, la contrainte correspondante (valeur de k) est également mentionnée.

Tableau 46 : Valeurs maximales de gains obtenus pour k compris entre 2,5 et 3,5, pour les deux sites (Quais= « Q » et Clichy= « C »), les différents volumes spécifiques et les différentes valeurs de coefficients de décantation (la valeur entre parenthèse est la valeur de k correspondant au gain maximal) pour l'année 2006.

Gain (%) (k correspondant)	$V_{spe}=5$ m^3/ha_{imp}		$V_{spe}=10$ m^3/ha_{imp}		$V_{spe}=20$ m^3/ha_{imp}		$V_{spe}=30$ m^3/ha_{imp}		$V_{spe}=50$ m^3/ha_{imp}	
	Q	C	Q	C	Q	C	Q	C	Q	C
Stratégie sans décantation	14 (2,5)	6,8 (2,5)	11 (2,5)	7,9 (2,7)	8,7 (2,5)	11 (2,5)	6,8 (2,5)	13 (3,2)	1,2 (2,5)	19 (3,5)
Stratégie avec $\rho_{Dec} = 0,006$	6,0 (3,5)	7,1 (3,5)	11 (3,5)	6,7 (3,5)	20 (3,5)	5,2 (2,7)	33 (3,5)	4,1 (2,5)	41 (3,2)	1,4 (2,5)
Stratégie avec $\rho_{Dec} = 0,01$	3,0 (3,2)	5,8 (3,5)	6,0 (3,3)	5,3 (3,5)	12 (3,5)	3,8 (2,8)	26 (3,5)	3,1 (2,5)	37 (3,3)	1,3 (2,5)
Stratégie avec $\rho_{Dec} = 0,03$	1,0 (3,0)	4,8 (3,0)	3,4 (3,5)	4,1 (3,5)	5,8 (2,9)	2,5 (2,9)	14 (3,5)	2,2 (2,5)	31 (3,3)	1,1 (2,8)
Stratégie avec $\rho_{Dec} = 0,05$	1,1 (3,3)	3,8 (3,1)	3,0 (3,5)	3,8 (3,3)	4,7 (3,3)	2,3 (2,9)	11 (3,5)	2,0 (2,5)	24 (3,3)	1,2 (2,8)

Le maximum de gain par site et par volume spécifique figure en gras dans chaque colonne. Ce tableau met en évidence des possibilités de gains importantes. L'importance des gains dépend du site, de la configuration (V_{spe} , k , ρ_{Dec}) et du fonctionnement de la stratégie turbidité en mode dynamique avec une réelle alternance des déversements amont/aval ou en mode statique. Mais même lorsque la stratégie fonctionne de façon statique, la turbidité reste nécessaire pour disposer de cette information, qui varie en fonction du site et de l'année d'étude. La prise en compte de la décantation atténue les performances de la stratégie turbidité avec choix amont/aval par rapport à la stratégie débit de déversement unique aval à condition que la décantation soit performante, ce dont on ne peut être sûr qu'avec un suivi de la qualité.

Ces résultats sont donc encourageants et montrent que la GTR utilisant des données de turbidité peut permettre de diminuer la masse déversée dans le milieu naturel pour des configurations « classiques ».

Conclusions de la partie IV

Le chapitre 10 a mis en évidence l'intérêt des chercheurs et des gestionnaires pour la gestion en temps réel des réseaux d'assainissement. Toutefois, la littérature scientifique ne permet pas de bien distinguer les résultats théoriques des cas réels d'utilisation. Une enquête auprès de gestionnaires de réseaux d'assainissement a permis de compléter ce point. Ce chapitre montre que la notion de GTR peut revêtir divers aspects et divers niveaux de complexité en termes de configurations comme de stratégies. Des gammes de variation de valeurs de paramètres clés pour la GTR, à savoir les volumes de stockage et les contraintes de débit, ont été listées.

Les simulations de GTR sur des configurations réelles complexes de réseaux d'assainissement permettent moins de souplesse dans la variation des paramètres que des « cas d'école ». De plus, elles rendent l'interprétation des résultats difficiles car différents niveaux de phénomènes peuvent se superposer. Enfin, se pose la question des données. Il faut disposer de plusieurs séries de données de turbidité et de débit en différents points du réseau pour tester des configurations réelles, ce qui est rarement le cas. En l'absence de données réelle, il faut utiliser des données simulées bien que le pouvoir prédictif des modèles de qualité soit faible (Kanso *et al.*, 2005).

Tout l'intérêt de nos recherches repose sur l'utilisation de données réelles. Dans ce contexte, des cas types ont été construits en faisant varier des paramètres de volume de stockage, de contrainte de débit ou de décantation sur de larges gammes de valeurs. Deux configurations ont été testées.

- Deux branches arrivant en parallèle sur une contrainte unique,
- Un bassin en parallèle fonctionnant comme un bassin de transit avec deux points de déversement possibles, en amont et à en aval de la structure.

Dans le premier cas, l'utilisation de la turbidité a permis des gains significatifs. Il serait intéressant de tester ce cas en multipliant les types de séries de données notamment en faisant varier la concentration. Les simulations ont en effet été effectuées dans un contexte défavorable où les deux séries de données en parallèle étaient proches. En l'absence de jeux de données multiples sur un même réseau, l'une des solutions serait de simuler des données de turbidité. Cette perspective de simulations de données de turbidité a été envisagée à travers une collaboration avec l'IFAK mais ce travail devra être poursuivi pour que les modèles fournissent des chroniques réalistes.

Pour le deuxième cas type testé, l'utilisation de la turbidité a permis des gains significatifs pour des tests de prévision parfaite et pour des simulations utilisant des données en temps réel. Le suivi de la turbidité en bassin de stockage et le modèle de décantation à utiliser sont des points à développer pour cette configuration. Ces simulations pourraient être effectuées dans des conditions réelles avec des données de turbidimètres de bassin au lieu d'un modèle de décantation puisque le chapitre 7 a montré que les phénomènes de décantation pouvaient être très variables d'un événement pluvieux à un autre. Par ailleurs, aucune introduction d'erreur n'a été simulée par manque de temps. Il serait donc intéressant de pouvoir effectuer les mêmes types de tests que ceux effectués dans le chapitre 11 afin de mesurer la sensibilité des gains aux erreurs aléatoires et systématiques.





Conclusions et perspectives

« Toute connaissance est une réponse à une question. »

Gaston Bachelard

Retour sur le contexte et les objectifs

La pollution des milieux naturels par les rejets urbains de temps de pluie a trouvé une réponse politique dans la mise en place de lois de plus en plus strictes en matière de contrôle, d'évaluation et de limitation des rejets. Scientifiques et gestionnaires se heurtent toutefois aujourd'hui à un manque d'outils disponibles pour mettre en place des systèmes de suivi de la qualité dans les réseaux d'assainissement. Dans ce contexte, cette thèse a eu pour principal objectif de démontrer la possibilité d'utiliser des mesures en continu de turbidité pour suivre la dynamique de la pollution particulaire dans les réseaux et d'évaluer l'apport de cette information en regard de certaines pratiques de gestion. Ce projet de recherche a été structuré en quatre points :

- La précision des modalités de mise en œuvre de la mesure en continu de turbidité en réseau d'assainissement,
- La mise en évidence du potentiel de la turbidité pour évaluer et gérer des flux à travers l'analyse de l'information supplémentaire apportée par la mesure en continu,
- L'évaluation concrète de l'apport de la turbidité pour deux applications qui s'appuient actuellement sur des mesures de débit accompagnées éventuellement de campagnes de prélèvement.
 - o Une application d'évaluation en temps différé de flux en MES et DCO pour laquelle l'incertitude liée à la conversion des valeurs de turbidité en MES ou DCO est le point clé.
 - o Une application de gestion en temps réel pour laquelle la turbidité intervient comme variable de commande et comme critère d'optimisation.

Cette thèse a été réalisée grâce à l'exploitation de nombreuses données de turbidité, directement acquises au LEESU (sites OPUR) ou bien transmises par des partenaires scientifiques. Ce travail s'est ainsi appuyé sur l'acquisition de trois ans de données de débit et de turbidité, au pas de temps de la minute, sur deux sites du réseau unitaire parisien. La gestion et le suivi de ces sites au cours de la thèse ont permis de constituer une base de données très riche dont l'exploitation, qui a permis d'établir une grande partie des résultats de la thèse, est loin d'être terminée et va se poursuivre dans des travaux de recherche futurs. Cette thèse a par ailleurs bénéficié de plusieurs collaborations scientifiques. Tout d'abord, le LCPC a joué un rôle particulièrement important dans ces travaux grâce à ses compétences dans le domaine de la mesure en continu et par la mise à disposition de bases de données de mesures en continu de turbidité sur le site instrumenté de Duchesse Anne et de bases de données de calibration entre turbidité et paramètres polluants (sites SAP). L'INSA de Lyon a également fait partager son expérience de terrain sur la mesure en continu de turbidité pour les sites de l'observatoire de l'OTHU. Enfin, le GEMCEA, par

l'intermédiaire du Grand Nancy a permis l'exploitation des mesures de turbidité en bassin de décantation.

Retour d'expérience et perspectives sur la mise en œuvre de la turbidité

Principales conclusions

Ce travail de recherche a permis d'analyser les retours d'expérience sur les mesures en continu de turbidité du LEESU, du LCPC et de l'INSA de Lyon. Il a été démontré que la mesure de turbidité en continu et à pas de temps fin peut être mise en œuvre en réseau d'assainissement avec précision et fiabilité en suivant une démarche métrologique rigoureuse incluant l'étalonnage des sondes et leur maintenance. Les turbidimètres présentent deux particularités importantes :

- leur réponse n'est pas linéaire,
- les suspensions utilisées pour leur étalonnage ont des incertitudes non négligeables.

La détermination de la relation d'étalonnage et des incertitudes d'étalonnage doit donc en tenir compte, en utilisant des méthodes de Monte-Carlo par exemple. Des méthodes d'évaluation des incertitudes expérimentales, adaptées à la mesure en continu de turbidité ont également été proposées à partir d'échantillonnages rapides de l'ordre de la seconde.

Bien que les turbidimètres de terrain disposent de systèmes de nettoyage automatique, ils sont très sensibles à l'encrassement. Leur implantation *in situ* doit permettre de protéger les sondes de l'encrassement. Cette thèse a donc proposé différentes solutions techniques d'installation, directement en collecteur ou en dérivation, garantissant la représentativité et la fiabilité de la mesure. Les turbidimètres doivent également faire l'objet d'une maintenance régulière qui a deux finalités :

- le nettoyage manuel des sondes d'une fréquence de l'ordre de deux semaines,
- la vérification de la dérive d'une fréquence de l'ordre de un mois à un mois et demi.

Toutefois, la fiabilité des mesures reste dépendante du mode d'acquisition. En effet, les sondes sont soumises à des perturbations qui peuvent ponctuellement rendre le signal brut inexploitable. Il est donc nécessaire de filtrer le signal brut ou bien d'utiliser des mesures redondantes pour construire un seul signal à partir de deux signaux bruts. Les techniques de filtrages testées dans cette thèse ne nous ont pas permis d'assurer une fiabilité suffisante dans le cas de l'utilisation d'un seul turbidimètre car certaines périodes demeurent inexploitable même après filtrage. La solution garantissant fiabilité et continuité semble donc être l'utilisation de mesures redondantes. Cette solution n'implique pas de surcoût rédhibitoire par rapport aux autres coûts nécessaires à l'équipement et l'exploitation d'un point de mesure.

Ce travail constitue une étape vers la généralisation de l'utilisation de la turbidité par des professionnels de l'assainissement, en montrant qu'il est possible de mesurer en continu la turbidité et d'obtenir un signal exploitable.

Des pistes à explorer

Cette thèse s'est focalisée sur la mesure de turbidité, principalement en atténuation, et en réseau d'assainissement unitaire. Peu de recherches ont concerné l'utilisation de la turbidité en réseau séparatif pluvial. Par rapport à l'implantation en réseau unitaire, la mise en œuvre nécessite une réflexion sur la problématique de l'alternance entre les phases d'immersion de la sonde, lorsqu'il pleut, et les phases pendant lesquelles la sonde est hors d'eau. Les dépôts qui encrassent les cellules optiques risquent en effet de sécher lorsque la sonde n'est pas immergée. Le même problème peut être rencontré en ouvrage de décantation où les capteurs sont hors d'eau lorsque le bassin est vide. Il a en effet été montré que la mise hors d'eau des capteurs pouvait rendre les premières mesures inexploitable (Arambourou, 2008). Fiabiliser la mesure de turbidité dans un ouvrage de décantation ou dans un réseau séparatif est donc un enjeu de taille compte tenu de l'importance de suivre la pollution des eaux pluviales dans l'ensemble du réseau et pas seulement dans les réseaux unitaires.

Par ailleurs, il existe d'autres dispositifs de mesures optiques en continu qui peuvent être reliés à des paramètres polluants. Par exemple, les mesures par spectromètre comme le S::can^R permettent de travailler sur plusieurs paramètres polluants, y compris des polluants sous forme dissoute comme la DCO ou l'hydrogène sulfuré (H₂S) grâce au balayage de différentes longueurs d'onde de l'ultraviolet à l'infrarouge. Des sondes de mesures en continu de l'ammonium, de l'azote ou du phosphore ont également été développées ces dernières années. Il existe même des sondes de mesures en continu des hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP). Peu d'éléments sur la mise en œuvre de ces dispositifs en réseaux d'assainissement sont à ce jour disponibles et les perspectives de recherche dans ce domaine sont nombreuses.

De plus, l'amélioration de la compréhension des processus de transport des flux polluants particuliers comme dissous en réseau d'assainissement pourrait progresser grâce à l'association des différentes sondes de mesures. Pour le même effluent, un turbidimètre mesurant en atténuation et un néphélomètre ne mesurent en effet pas la même chose. Des mesures simultanées avec ces deux sondes pourraient permettre de mieux analyser la nature des particules. De même, les associer à un conductimètre et à un spectromètre, qui fournissent des informations sur la pollution dissoute, pourrait améliorer les connaissances sur les flux de polluants.

Il reste donc de nombreux champs à explorer sur la métrologie des mesures optiques en continu utilisées pour le suivi des paramètres polluants en réseau.

Evaluation en temps différé des flux polluants

Les mesures en continu de turbidité du site parisien des Quais, associées à des bases de données de calibration de sites du LCPC ont été utilisées pour évaluer des masses de MES et de DCO transitant en temps de pluie, à l'échelle de l'événement pluvieux ou de l'année. L'accent a plus particulièrement été porté sur la sensibilité de la dispersion des flux aux données de calibration utilisées c'est-à-dire au nombre d'événements pluvieux échantillonnés pour obtenir la ou les relation(s) entre turbidité et paramètre polluant. La méthodologie développée peut être transposée à d'autres jeux de données et à d'autres sites de mesure.

Ce travail a montré que la turbidité permet d'évaluer des flux avec une meilleure précision que les méthodes traditionnelles d'échantillonnage pour un nombre d'événements pluvieux prélevés faible, compatible avec les pratiques des gestionnaires de réseaux. Le prélèvement de 5 événements pour établir la relation entre MES et turbidité ou entre DCO et turbidité suffit pour

obtenir des incertitudes de l'ordre de $\pm 15\%$ pour les flux annuels de MES et de $\pm 20\%$ pour les flux annuels de DCO. Avec une méthode classique de prélèvements d'échantillons suivis d'analyses au laboratoire, l'incertitude sur le flux annuel de MES ou de DCO est de l'ordre de $\pm 50\%$ pour 5 événements échantillonnés (Mourad, 2005). Pour atteindre, un niveau d'incertitudes de $\pm 15\%$ pour les flux annuels de MES, il est nécessaire d'échantillonner une cinquantaine d'événements pluvieux avec la méthode classique de prélèvements et de calcul d'une concentration moyenne de temps de pluie (Mourad, 2005). Or, les pratiques des gestionnaires montrent que dans 50 % des cas, seules 5 campagnes de prélèvements sont effectuées dans l'année (Gromaire *et al.*, 2002). Si ces campagnes sont utilisées pour établir des relations turbidité/MES pour un site équipé de mesures en continu de turbidité, l'évaluation des flux annuels aura donc une précision de $\pm 15\%$ contre $\pm 50\%$ si ces campagnes servent seulement à calculer une concentration moyenne annuelle en MES. Les travaux de recherche ont également montré que la précision sur l'évaluation des flux est quasiment la même à l'échelle événementielle et à l'échelle annuelle.

Ces résultats s'expliquent par l'excellent échantillonnage temporel permis par la turbidité mais également par la faible variabilité inter-événementielle des droites de calibration reliant turbidité et MES ou turbidité et DCO. Non seulement les corrélations entre turbidité et MES ou turbidité et DCO sont élevées pour un événement pluvieux donné mais les paramètres des droites de régression varient assez peu d'un événement à un autre. L'étude des causes de variations des relations entre turbidité et MES ou turbidité et DCO ne faisait pas partie des objectifs de la thèse mais il a été vérifié que l'intensité maximale de la pluie ne permettait pas d'expliquer les valeurs des paramètres des droites, excepté pour des événements exceptionnels comme la pluie décennale. Cette recherche de paramètres explicatifs doit donc être poursuivie et prendre en compte plus de variables comme la granulométrie, le taux de matière organique ou la masse volumique.

Il serait intéressant de vérifier si d'autres bases de données de calibration confirment la précision des résultats obtenus à partir de la turbidité. De telles bases de données sont rares et il serait utile d'en constituer sur d'autres sites unitaires mais également en réseau séparatif afin d'enrichir et généraliser ces résultats.

Utilisation de la turbidité dans des applications de gestion en temps réel

La gestion en temps réel dans les réseaux d'assainissement se caractérise par une grande diversité des stratégies et des scénarios de gestion mis en œuvre. En revanche, les objectifs de gestion sont beaucoup moins variables et consistent dans la grande majorité des cas à limiter les inondations et les rejets urbains vers le milieu récepteur. Faute de moyens pour évaluer les flux polluants, la limitation des rejets dans le milieu naturel est en général exprimée en termes de limitation des volumes déversés et non en termes de masses. L'un des objectifs de la thèse a donc été de simuler des stratégies de gestion utilisant des données en continu de turbidité afin de mesurer leur apport pour la gestion de la qualité des effluents. Deux configurations ont été testées dans cette thèse :

- un système de deux branches en parallèles arrivant sur une même contrainte aval,
- un système avec un bassin de stockage et une contrainte hydraulique.

Les configurations ont été paramétrées de façon réaliste en utilisant des données issues de la littérature ainsi que les résultats d'une enquête effectuées auprès des gestionnaires de réseaux sur les pratiques de gestion de temps de pluie. Ces deux configurations sont génériques et ont permis

de tester une large gamme de variation des paramètres de stockage et de contrainte hydraulique. Les résultats obtenus sont donc transposables à des systèmes réels plus complexes. L'originalité de ce travail est d'utiliser des données réelles. Pour chaque configuration et chaque paramétrage testés, un jeu de deux stratégies a systématiquement été comparé :

- une stratégie utilisant uniquement des données de débit,
- une stratégie utilisant des données de débit et des données de turbidité.

Chacune des deux stratégies occasionne le même volume déversé. Les comparaisons ont donc uniquement porté sur la masse annuelle rejetée.

Les simulations portant sur la première configuration ont mis en évidence un apport significatif de l'utilisation de la turbidité dans les stratégies de gestion avec un gain maximal de 13 à 17 % selon l'année. Les simulations ont pourtant été effectuées dans un cas défavorable avec des jeux de données similaires car les données proviennent de deux bassins versants en série emboîtés. Il serait donc intéressant d'élargir la gamme des simulations à partir de données plus contrastées. Malheureusement, la constitution de tels jeux de données demande du temps et des investissements. Une solution alternative serait de simuler des données. Même si nous ne disposons pas de modèle de prévision de la turbidité, il est envisageable de simuler des jeux de données réalistes à partir de modèles existants et de la connaissance acquise par les jeux de données de turbidité actuels. Les prémices de ce travail ont été mis en place dans le cadre d'une collaboration avec l'IFAK, en Allemagne, et ont permis d'effectuer des simulations utilisant des jeux de données simulées grâce à un outil de modélisation spécifiquement dédié à la gestion en temps réel et développé par ce centre de recherche. Ce travail doit encore être poursuivi et élargi.

Des gains significatifs ont également été obtenus sur la seconde configuration testée.

Une première étude théorique a permis de simuler l'effet de prévisions parfaites des signaux de turbidité et de débit à l'échelle de l'événement pluvieux. Les gains maximaux obtenus sont de 12 % à 33 % selon la provenance des données (Quais ou Clichy). Ce cas est très théorique car l'influence du passé et les débits de fuite n'ont pas été pris en compte. D'autres cas plus réalistes de prévisions pourraient être imaginés à des horizons temporels plus courts.

Une seconde étude a porté sur l'utilisation en alternance de deux points de déversement en amont et en aval du bassin de stockage, sans prévision mais en continu ce qui permet de tenir compte de l'historique précédant chaque événement pluvieux. La mise en œuvre de cette stratégie a nécessité de faire des hypothèses sur le fonctionnement du bassin qui a été modélisé comme un mélangeur parfait sans décantation puis comme un mélangeur parfait avec décantation. Dans les deux cas, l'utilisation de la turbidité a permis de diminuer significativement les masses annuelles déversées. Sans décantation, le gain maximal atteint 14 % avec les données des Quais et 19 % avec celles de Clichy. Lorsque la décantation est prise en compte, le gain diminue lorsque l'efficacité de décantation augmente. Pour une efficacité moyenne de l'ordre de 70 %, le gain maximal n'est que de 5 % avec les données de Clichy mais peut atteindre 30 % avec celles des Quais. Les simulations ont montré que la décision de faire transiter ou non les effluents dans le bassin n'est pas triviale. La connaissance en temps réel de la turbidité peut donc améliorer les choix de gestion et faire diminuer la masse annuelle déversée.

D'autres cas types génériques pourraient être imaginés et testés dans des études futures. Ces tests pourraient utiliser des données réelles issues d'autres sites de mesures ou utiliser des données simulées. Le couplage des données réelles aux prévisions est un point à développer qui nécessite de simuler des données de turbidité. Même si les modèles de qualité actuels sont peu prédictifs, ils permettent de générer des jeux de données réalistes qui peuvent être utilisés dans des études de gestion en temps réel et associés à des jeux de données réels.

Utilisation de la turbidité en ouvrage de décantation

Les résultats de l'enquête effectuée auprès des gestionnaires de réseaux d'assainissement ont montré leur intérêt pour l'utilisation de la turbidité afin de mieux contrôler et gérer la décantation et la vidange des ouvrages de stockage. L'intérêt potentiel de la turbidité pour cette application a été mis en évidence grâce à l'exploitation des données de turbidité d'un bassin de décantation à Nancy. Les mesures en continu ont montré que la turbidité permettait d'identifier et de suivre l'évolution de la qualité des effluents au cours des différentes phases de gestion : remplissage, décantation et vidange. Ces mesures ont confirmé la grande variabilité de la décantabilité des particules, et donc, la variabilité de l'efficacité de décantation d'une pluie à une autre, déjà démontrée dans la phase 2 du programme OPUR. Par rapport à une simple gestion temporelle de la décantation, l'utilisation de la turbidité pourrait donc permettre de contrôler plus finement les rejets dans le milieu naturel. Toutefois, cela nécessite encore des travaux de recherche importants car les relations entre turbidité et MES au cours de la décantation sont mal connues. En effet, au cours de la décantation, la nature des particules (taille, teneur en matière organique etc.) varie de sorte que le lien turbidité/MES évolue aussi au cours du temps.

La gestion pourrait toutefois s'appuyer uniquement sur une consigne au niveau du point de rejet. Cette consigne pourrait être directement exprimée en seuil limite de turbidité, voire en gradient de variation en tenant compte d'une incertitude. Des connaissances détaillées de l'évolution de la relation turbidité/MES ne seraient pas nécessaire dans ce cas.

Vers une amélioration de la compréhension des phénomènes de transports solides en réseau

L'objectif de cette thèse n'était pas d'explicitier des phénomènes physiques de transport solide en réseau, ni de développer de nouveaux modèles relatifs à ces questions. Toutefois, l'acquisition de trois ans de données de turbidité et de débit au pas de temps de la minute sur deux sites du réseau unitaire parisien nous ont permis de disposer d'une importante base de données qui a été en partie analysée dans cette thèse. Le Tableau 47 illustre la couverture annuelle des données de turbidité obtenues sur les sites des Quais et de Clichy ainsi que le nombre d'événements pluvieux de l'année 2006. Les mesures en continu de turbidité permettent de disposer de beaucoup plus de données que la plupart des études qui ne reposent souvent que sur une dizaine d'événements pluvieux échantillonnés sur plusieurs années. Il nous a donc semblé intéressant d'analyser les données de l'année 2006 qui ont confirmé et d'élargi certaines conclusions établies dans le programme de recherche OPUR.

- L'excellent échantillonnage temporel des mesures en continu de turbidité a permis de décrire finement la variabilité inter-événementielle des concentrations de temps de pluie et des distributions de masses de polluants à l'intérieur des événements. Cette variabilité est difficilement prévisible. Des classifications des réponses de la turbidité aux événements pluvieux, en concentration comme en distribution de masse n'ont en effet pas permis d'établir de corrélations avec des paramètres hydrauliques (pointes de débit notamment) ou bien des paramètres comme la durée de temps sec ayant précédé l'événement.
- La base de données a contribué à mieux cerner la variabilité de temps sec.

- L'homogénéité spatiale des concentrations des deux sites en série étudiés, établies dans la phase 2 du programme OPUR (Gasperi *et al.*, 2006a) a été confirmée et renforcée par l'analyse des données. L'homogénéité entre les deux sites porte en effet non seulement sur les concentrations moyennes mais également sur la distribution de la masse de polluants à l'intérieur d'un événement et sur la dynamique des signaux de turbidité. Ces similitudes de dynamique sur deux sites en série constituent un résultat encourageant quant aux perspectives de modélisations futures.

Tableau 47 : Base de données obtenue dans la thèse sur les sites des Quais et de Clichy, en temps sec et en temps de pluie grâce à la mesure en continu de turbidité au pas de temps de la minute

	Découpage en événements pluvieux en 2006	Couverture annuelle à la minute (%) (Equivalence en nombre de jour)		
		2006	2007	2008
Quais	82	98 (358)	98 (358)	91 (332)
Clichy	78	94 (343)	78 (285)	80 (292)

Ces conclusions ont permis de caractériser l'intérêt potentiel de la turbidité pour certaines applications de gestion qui ont ensuite été mises en œuvre à travers l'évaluation des flux polluants et leur gestion en temps réel. Au-delà de cette thèse, l'importante base de données constituée doit permettre d'améliorer les connaissances sur le transport des matières en suspension en réseaux unitaires, à travers l'analyse de la variabilité et la description des processus. La compréhension des phénomènes permettra ensuite le développement de nouveaux modèles, plus prédictifs. L'analyse des processus et le développement de nouveaux modèles constituent ainsi les objectifs du travail de thèse d'Ali Hannouche, débutée en octobre 2008 dans le cadre de la phase 3 d'OPUR. Ce travail de thèse va bénéficier de la création d'un réseau sur le cycle urbain de l'eau, HURRBIS, qui rassemble les observatoires OPUR pour la région parisienne, OTHU pour le Grand Lyon et SAP pour Nantes Métropole. Cela va permettre de disposer de jeux de données différents pour l'analyse et la modélisation des processus.

Qu'il s'agisse de questions de métrologie, d'analyses de phénomènes physiques, de modélisation ou encore d'applications de gestion, les mesures en continu de turbidité ont donc beaucoup à apporter dans un contexte de recherche d'outils d'aide à la gestion des eaux urbaines intégrant des questions pluridisciplinaires complexes d'hydrologie urbaine, d'aménagement ou encore de qualité des milieux naturels récepteurs.

Bibliographie

- Achleitner, S., Möderl, M., & Rauch, W. (2006) CITY DRAIN - An open source approach for simulation of integrated urban drainage systems. *Environmental Modelling and Software*, **article in press**, 1-12.
- Ahyerre, M., Chebbo, G., Tassin, B., & Gaume, E. (1998) Storm water quality modelling, an ambitious objective? *Water Science and Technology*, **37 (1)**, 205-213.
- Ahyerre, M., Garnaud, S., & Rousselot, O. (2006) Bilan et intérêt opérationnel du programme de recherche de l'observatoire des polluants urbains (Opur). *TSM*, **11**, 122-128.
- Aires, N., Chebbo, G., Tabuchi, J.-P., & Battaglia, P. (2003) Dépollution des effluents urbains de temps de pluie en bassins de stockage décantation. *TSM*, **12**, 70-86.
- Arambourou, H. (2008). Caractérisation du fonctionnement d'un ouvrage de stockage décantation des eaux pluviales urbaines : cas de la galerie de stockage décantation Tolbiac-Masséna. Mémoire de stage de master effectué au Cereve, 71 p.
- Ashley, R., Bertrand-Krajewski, J.L., & Hvitved-Jacobsen, T. (2005) Sewer solids - 20 years of investigation. *Water Science and Technology*, **52 (3)**, 73-84.
- Ashley, R.M., Fraser, A., Burrows, R., & Blanksby, J. (2000) The management of sediment in combined sewers. *Urban Water*, **2**, 263-275.
- Aumond, M. & Joannis, C. (2005) Turbidity monitoring in sewage. In 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen, Denmark.
- Aumond, M. & Joannis, C. (2006) Mesure en continu de la turbidité sur un réseau séparatif d'eaux usées : mise en oeuvre et premiers résultats. *La Houille Blanche*, **n°4**, 121-128.
- Aumond, M. & Joannis, C. (2008) Processing sewage turbidity and conductivity recorded in sewage for assessing sanitary water and infiltration/inflow discharges. In 11th International Conference on Urban Drainage - Edinburgh, 31st August - 5th September 2008.
- Bachoc, A. (1984). Disons Douze ans. Rapport du Service départemental d'assainissement (Seine-Saint-Denis).
- Berrada, F., Bennis, S., & Gagnon, L. (1996) Validation des données hydrométriques par des techniques univariées de filtrage. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **23**, 872-892.
- Bertrand-Krajewski, J.L. (2004) TSS concentration in sewers estimated from turbidity measurements by means of linear regression accounting for uncertainties in both variables. *Water Science and Technology*, **50 (11)**, 81-88.
- Bertrand-Krajewski, J.L., Chebbo, G., & Saget, A. (1998) Distribution of pollutant mass vs volume in stormwater discharges and the first flush phenomenon. *Water Research*, **32**, 2341-2356.
- Bertrand-Krajewski, J.L., Laplace, D., Joannis, C., & Chebbo, G. (2000) *Mesures en hydrologie urbaine et assainissement*, Techniques & Documentation, Paris, 793 p.
- Bindi, C. (2006) *Dictionnaire pratique de la métrologie - Mesure, essai et calculs d'incertitudes* AFNOR, La Plaine Saint-Denis, France, 380 p.
- Bouchet, B. (2003) Ouvrages de stockage et de décantation des eaux pluviales du quartier Paris Rive Gauche (13ème arrondissement). *TSM*, **12**, 107-109.
- Breuil, B. & Browne, O. (2003) Les bassins de stockage-décantation en Seine-Saint-Denis. *TSM*, **12**, 93-95.

-
- Bromach, H. (2002) Urban storm water in Germany. In *Urban Drainage*. ASCE, Portland, Oregon.
- Butler, D. & Schütze, M. (2005) Integrating simulation models with a view to optimal control of urban wastewater systems. *Environmental Modelling and Software*, **20**, 415-426.
- Calabro, P.S. & Viviani, G. (2006) Simulation of the operation of detention tanks. *Water Research*, **40**, 83-90.
- Campisano, A., Schilling, W., & Modica, C. (2000) Regulators'setup with application to the Roma-Cecchignola combined sewer system. *Urban Water*, **2**, 235-242.
- Cenacchi, C.A. & Maglionico, M. (2005) Design and RTC of tanks for the control pollution due to CSOs. In 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen, Denmark.
- César, E. & Richard, B. (2006). Les séries temporelles - Cours du module XML et Data Mining, Université de Versailles - Saint-Quentin-en-Yvelines.
- Chebbo, G. (1992) Solides des rejets pluvieux urbains : caractérisation et traitabilité, thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 413 p+annexes.
- Chebbo, G., Bachoc, A., Laplace, D., & Leguennec, B. (1995) The transfer of solids in combined sewer networks. *Water Science and Technology*, **31 (7)**, 95-105.
- Chebbo, G., Gromaire, M.-C., Moilleron, R., Varrault, G., Aires, N., Constant, A., & Rousselot, O. (2006) Présentation du programme de recherche « Variabilité spatiale des caractéristiques et des origines des polluants dans un réseau d'assainissement unitaire ». *TSM*, **11**, 11-22.
- Chocat, B. (2005) Gestion en temps réel des réseaux d'assainissement : bilan de 25 ans d'expériences en France et dans le monde. *TSM*, **11**, 23-34.
- Chocat, B. & al., e. (1997) *Encyclopédie de l'Hydrologie urbaine et de l'assainissement*, Techniques & Documentation/Eurydice 92, 1124 p.
- Coats, R., Liu, F., & Goldman, C.R. (2002) A Monte Carlo test of load calculation methods, Lake Tahoe basin, California-Nevada. *Journal of the American Water Resources Association*, **38(3)**, 719-730.
- Colas, H., Pleau, M., Lamarre, J., Pelletier, G., & Lavallee, P. (2004) Practical perspective on real-time control. *Water Quality Research Journal of Canada*, **39**, 466-478.
- Colas, H., Robitaille, L., Charron, A., Marcoux, C., Laverdière, M., & Lessard, D. (2005) Application of real time control for CSO and SSO abatement: lessons learned from 6 years of operation in Quebec city. In World Water and Environmental Resources Congress, Impacts of Global Climate Change (ed ASCE-EWRI), Anchorage, Alaska, Etats-Unis.
- Darsono, S. & Labadie, J.W. (2006) Neuronal-optimal control algorithm for real-time regulation of in-line storage in combined sewer systems. *Environmental Modelling and Software*, **article in press**, 1-13.
- De Coulon, F. (1998) *Théorie et traitement des signaux*, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne - Traité d'électricité. Sous la direction de Jacques Neiryneck, Lausanne, Suisse.
- Deletic, A.B. & Maksimovic, C.T. (1998) Evaluation of water quality factors in storm runoff from paved areas. *Journal of Environmental Engineering-Asce*, **124**, 869-879.
- Diaz-Ferros, T., Puerta, J., Suarez, J., & Diaz-Ferros, V. (2002) Contaminant loads of CSOs at the wastewater treatment plant of a city in NW Spain. *Urban Water*, **4 (3)**, 291-299.
- Donoho, D.L. & Johnstone, I.M. (1994) Ideal spatial adaptation by wavelet shrinkage. *Biometrika*, **81**, 425-455.
- Duchesne, S., Mailhot, A., & Villeneuve, J.P. (2003) Predictive real time control of surcharged interceptors: Impact of several control parameters. *Journal of the American Water Resources Association*, **39**, 125-135.

- Einfalt, T. & Stölting, B. (2002) Real time control for two communities - technical and administrative aspects. In Urban Drainage. ASCE, Portland, Oregon.
- El Hajj, H. (2005) Fiabilité et précision de la mesure en continu de la turbidité en réseaux d'assainissement. Rapport de DEA - CERREVE, Paris – 69 p.
- Erbe, V., Risholt, L.P., Schilling, W., & Londong, J. (2002) Integrated modelling for analysis and optimisation of wastewater systems - the Odenthal case. *Urban Water*, **4**, 63-71.
- Escaler, I., Gil, A., Guasch, R., & Verdejo, J.M. (2005) CSO detention tanks in Barcelona : real time control design and operation. In 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen, Denmark.
- Even, S., Poulin, M., Mouchel, J.M., Seidl, M., & Servais, P. (2004) modelling oxygen deficits in the Seine River downstream of combined sewer overflows. *Eco. Model.*, **173**, 177-196.
- Field, R. & Sullivan, D. (2003) *Wet-weather flow in the urban watershed, Technology and management*, 384 p.
- Fletcher, T.D. & Deletic, A.B. (2007) Statistical evaluation and optimisation of stormwater quality monitoring programmes. *Water Science and Technology*, **56 (12)**, 1-9.
- Fuchs, L. & Beeneken, T. (2005) Development and implementation of a real-time control strategy for the sewer system of the city of Vienna. *Water Science and Technology*, **52 (5)**, 187-194.
- Gasperi, J., Kafi-Benyahia, M., Lorgeoux, C., Moilleron, R., Gromaire, M.-C., & Chebbo, G. (2006a) Variabilité spatiale des caractéristiques des polluants transitant par temps de pluie dans le réseau d'assainissement unitaire parisien. *TSM*, **11**, 35-49.
- Gasperi, J., Kafi-Benyahia, M., Lorgeoux, C., Moilleron, R., Gromaire, M.-C., & Chebbo, G. (2006b) Variabilité spatiale des caractéristiques des polluants transitant par temps sec dans le réseau d'assainissement unitaire parisien. *TSM*, **11**, 23-34.
- Gather, U. & Fried, R. (2004) Methods and algorithms for robust filtering. In COMPSTAT 2004 - Section Robustness.
- Gelas, G., Lavallée, P., Briat, P., Pleau, M., Jolicoeur, N., Charron, A., & Colas, H. (2004) Prévention et diminution des inondations urbaines : « émergence des solutions intégrées ». In Novatech 2004, techniques et stratégies durables pour la gestion des eaux urbaines par temps de pluie, 5ème conférence internationale, Lyon, France.
- Gogien, F., Zug, M., & Le Luherne, J. (2002) Integrated sewerage system methodology and modelling : from Grand-Couronne to Saint-Malo. In Conference on Sewer Processes and Networks, pp. 287-294, Paris, France.
- Gogien, F., Zug, M., Le-Luherne, J., & G., J. (2004) Pollution modelling on the site of Saint-Malo: an interesting tool for sewer systems optimization. In Novatech 2004, techniques et stratégies durables pour la gestion des eaux urbaines par temps de pluie, 5ème conférence internationale, Lyon, France.
- Goring, D.G. & Nikora, V.I. (2002) Despiking acoustic Doppler velocimeter data. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, **128**, 117-126.
- Gromaire, M.C., Cabane, P., Bertrand-Krajewski, J.L., & Chebbo, G. (2002) Operational use of urban drainage pollutant flux models - results from a french survey. In International Conference of Sewer Operation and Maintenance SOM, 26-28 November 2002, Bradford, UK.
- Gromaire, M.C., Garnaud, S., Saad, M., & Chebbo, G. (2001) Contribution of different sources to pollution of wet weather flows in combined sewers. *Water Research*, **35 (2)**, 521-523.
- Gromaire, M.-C., Kafi-Benyahia, M., Gasperi, J., Saad, M., Moilleron, R., & Chebbo, G. (2006) Vitesse de sédimentation des polluants particuliers des effluents unitaires de temps de pluie. *TSM*, **11**, 51-62.

-
- Gromaire-Mertz, M.C., Chebbo, G., & Saad, M. (1998) Origins and characteristics of urban wet weather pollution in combined sewer systems: The experimental urban catchment "Le Marais" in Paris. *Water Science and Technology*, **37** (1), 35-43.
- Gruber, G., Winkler, S., & Pressl, A. (2005) Continuous monitoring in sewer networks an approach for quantification of pollution loads from CSOs into surface water bodies. *Water Science and Technology*, **52** (12), 215-223.
- Grüning, H., Hoppe, H., & Weilandt, M. (2002) Integrated control strategies based on online measurements in sewer systems and wastewater treatment plants. In Conference on Sewer Processes and Networks, pp. 295-301, Paris, France.
- Grüning, H. & Orth, H. (2002) Investigations of the dynamic behaviour of the composition of combined sewage using on-line analyzers. *Water Science and Technology*, **45**, 77-83.
- Grüning, H. & Orth, H. (2002) Investigations of the dynamic behaviour of the composition of combined sewage using on-line analyzers. *Water Science and Technology*, **45** (4-5), 77-83.
- Henckens, G. (2001) On monitoring of turbidity in sewers, PhD Thesis, TU Delft, Delft, Pays-Bas, 76 p.
- Henckens, G., Veldkamp, R., & Schuit, T. (2002) On monitoring of turbidity in sewers. In Global Solutions for Urban Drainage, 9th International Conference on Urban Drainage (9ICUD). ASCE, Portland, Oregon.
- Hochedlinger, M., Hofbauer, P., Wandl, G., Meyer, S., Rauch, W., Kroiss, H., & Heindl, M. (2006) Online UV VIS measurements "the basis for future pollution based sewer real time control in Linz". In Sewer Operation and Maintenance SOM, Vienne, Autriche.
- Jack, A.G., Petrie, M.M., & Ashley, R.M. (1996) The diversity of sewer sediments and the consequences for sewer flow quality modelling. *Water Science and Technology*, **33** (9), 207-214.
- Jacopin L'Azou, C. & Bourgogne, P. (2003) Le bassin de stockage et de dépollution de la Grenouillère (communauté urbaine de bordeaux). *TSM*, **12**, 89-92.
- JCGM-101-2008 (2008). Evaluation of measurement data - Supplement 1 to the "Guide to the expression of uncertainty in measurement" - Propagation of distributions using a Monte Carlo method, 90 p.
- Joannis, C. & Bertrand-Krajewski, J.L. (2009) Incertitudes sur un mesurande défini comme une valeur intégrée sur une fenêtre temporelle d'un signal continu discrétisé en fonction du temps - Application aux mesures hydrologiques in situ. *La Houille Blanche*, (3) 82-91.
- Joannis, C., Ruban, G., Gromaire, M.C., Bertrand-Krajewski, J.L., & Chebbo, G. (2007) Reproducibility and uncertainty of wastewater turbidity measurements. *Water Science and Technology*, **57** (10), 1667-1673.
- Jorgensen, M., Schilling, W., & Harremoes, F. (1995) General assessment of potential CSO reduction by means of real-time control. *Water Science and Technology*, **32** (1), 249-257.
- Kafi-Benyahia, M. (2006) Variabilité spatiale des caractéristiques et des origines des polluants de temps de pluie dans le réseau d'assainissement unitaire parisien, thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 343 p + annexes.
- Kafi-Benyahia, M., Gromaire, M.-C., Saad, M., & Chebbo, G. (2006) Dynamique de transfert de l'eau et des polluants par temps sec et par temps de pluie dans le réseau d'assainissement unitaire parisien. *TSM*, **11**, 73-85.
- Kalman, R.E. (1960) A new approach to linear filtering and prediction problems. *Journal of Basic Engineering (Transactions of the ASME, Series D)*, **82**, 34-45.
- Kalman, R.E. & Bucy, R.S. (1961) New results in linear filtering and prediction theory. *Journal of Basic Engineering (Transactions of the ASME, Series D)*, **83**, 95-107.

- Kanso, A., Chebbo, G., & Tassin, B. (2005) Stormwater quality modelling in combined sewers: calibration and uncertainty analysis. *Water Science and Technology*, **52** (3), 63-71.
- Klepiszewski, K. (2005) Pollution based real time control of a combined sewer overflow structure. In 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen, Denmark.
- Krecji, V., Dauber, L., Novak, B., & Gujer, W. (1987) Contribution of different sources to pollutant loads in combined sewers. In Proceedings of the 4th International Conference on Urban Drainage, Lausanne (Suisse).
- Kuss, D. (2007). Gestion intégrée du système d'assainissement du Rosenmeer - Mémoire de fin d'étude. ENGEES, Université Louis Pasteur, Strasbourg 97p.
- Lacour, C., Joannis, C., & Chebbo, G. (2009a) Amélioration potentielle de la gestion des effluents de temps de pluie grâce à des mesures de turbidité. *TSM*, à paraître Juillet/Aout 2009.
- Lacour, C., Joannis, C., & Chebbo, G. (2009b) Assessment of annual pollutant loads in combined sewers from continuous turbidity measurements: Sensitivity to calibration data. *Water Research*, **43** (8), 2179-2190.
- Lacour, C., Joannis, C., Gromaire, M.C., & Chebbo, G. (2009c) Potential of turbidity monitoring for real time control of pollutant discharge in sewers during rainfall events. *Water Science and Technology*, **59** (8), 1471-1478.
- Langeveld, J.G., Veldkamp, R.G., & Clemens, F. (2005) Suspended solids transport: an analysis based on turbidity measurements and event based fully calibrated hydrodynamic models. *Water Science and Technology*, **52** (3), 93-101.
- Lau, J., Butler, D., & Schütze, M. (2002) Is combined sewer overflow spill frequency/volume a good indicator of receiving water quality impact? *Urban Water*, **4**, 181-189.
- Lawler, D.M., Petts, G.E., Foster, I.D.L., & Harper, S. (2006) Turbidity dynamics during spring storm events in an urban headwater river system: The Upper Tame, West Midlands, UK. *Science of the Total Environment*, **360**, 109-126.
- Lechevalier, S. (1998) Une introduction à l'économétrie des séries temporelles. *DEES*, 113 p.
- Leecaster, M.K., Schiff, K., & L.L., T. (2002) Assessment of efficient sampling designs for urban stormwater monitoring. *Water Research*, **36**, 1556-1564.
- Lemoine, N. (2004) Etat de l'art sur la gestion en temps réel des réseaux d'assainissement - étude bibliographique et comptes-rendus de visites. Agence de l'Eau Seine Normandie, Paris, France 56 p.
- Lobbrecht, A.H. & Solomatine, D.P. (2002) Machine learning in real-time control of water systems. *Urban Water*, **4**, 283-289.
- Lorentz, U., Fleischmann, N., & Dettmar, J. (2002) Adaptation of a new online probe for qualitative measurement to combined sewer systems. In Urban Drainage. ASCE, Portland, Oregon.
- Malamoud, G. (1978) Analyse des séries temporelles et prévisions - la méthode Box et Jenkins. *Annales des Ponts et Chaussées*, 6-28.
- Mano, V., Némery, J., & Belleudy, P. (2008) Un an de mesure des flux de Matières En Suspension (MES) et de carbone sur une rivière alpine : l'Isère. *La Houille Blanche*, N°5, 64-66.
- Maréchal, A. (2000) Relations entre caractéristiques de la pollution particulaire et paramètres optiques dans les eaux résiduaires urbaines., Thèse de doctorat - Institut National Polytechnique de Lorraine, Génie des Procédés, Nancy, 284 p.
- Mels, A.R., Spanjers, H., & Klapwijk, A. (2004) Turbidity-based monitoring of particle concentrations and flocculant requirement in wastewater pre-treatment. *Water Science and Technology*, **50** (11), 173-178.

-
- Méradou, L. (2001) L'autosurveillance des systèmes de collecte. *TSM*, **2**, 22-28.
- Milina, J., Saegrov, S., Lei, J., Konig, A., Nilssen, O., Ellingsson, A., Alex, J., & Schilling, W. (1999) Improved interception of combined sewage in the Trondheim-Hovringen wastewater system. *Water Science and Technology*, **39** (2), 159-168.
- Minella, J., Merten, G., Reichert, J., & Clarke, R. (2008) Estimating suspended sediment concentrations from turbidity measurements and the calibration problem. *Hydrological processes*, **22**, 1819-1830.
- Mitchell, S.B., Lawler, D.M., West, J.R., & Couperthwaite, J.S. (2003) Use of continuous turbidity sensor in the prediction of fine sediment transport in the turbidity maximum of the Trent Estuary, UK. *Estuarine Coastal and Shelf Science*, **58**, 645-652.
- Moosmann, L., Müller, B., Gächter, R., A., W., Butscher, E., & Herzog, P. (2005) Trend-oriented sampling strategy and estimation of soluble reactive phosphorus loads in streams. *Water Resources Research*, **41**(1), W01020-1/W01020-10.
- Mourad, M. (2005) Modélisation de la qualité des rejets urbains de temps de pluie : sensibilité aux données expérimentales et adéquation aux besoins opérationnels, Thèse de doctorat - Institut des sciences appliquées de Lyon, 295 p.
- Mourad, M., Bertrand-Krajewski, J.L., & Chebbo, G. (2005a) Sensitivity of stormwater quality models to experimental data used for calibration. *La Houille Blanche*, **6**, 68-74.
- Mourad, M., Bertrand-Krajewski, J.L., & Chebbo, G. (2005b) Sensitivity to experimental data of pollutant site mean concentration in stormwater runoff. *Water Science and Technology*, **51**(2), 155-162.
- NF EN ISO 7027 (2000) *Qualité de l'eau - Détermination de la turbidité*, AFNOR, Mars 2000, Paris (France) 14 pages.
- Nusch, S. & Scheer, M. (2002) measurement of quality parameters in sewer systems. In Conference on Sewer Processes and Networks, pp. 303-310, Paris, France.
- Old, G.H., Leeks, G.J.L., Packman, J.C., Smith, B.P.G., Lewis, S., Hewitt, E.J., Holmes, M., & Young, A. (2003) The impact of a convectional summer rainfall event on river flow and fine sediment transport in a highly urbanised catchment: Bradford, West Yorkshire. *Science of the Total Environment*, **314**, 495-512.
- Otnes, R.K. & Enochson, L. (1978) *Applied time series analysis*, New York, Wiley, Volume 1.
- Petruck, A., Cassar, A., & Dettmar, J. (1998) Advanced real time control of a combined sewer system. *Water Science and Technology*, **37** (1), 319-326.
- Piatyszek, E., Voignier, P., & Graillet, D. (2000) Fault detection on a sewer network by a combination of a Kalman filter and a binary sequential probability ratio test. *Journal of Hydrology*, **230**, 258-268.
- Pister, B., Rosset, P., & Rabier, A. (2003) Gestion en temps réel des bassins de retenue. Expérience du département du Val-de-Marne. *TSM*, **12**, 98-101.
- Pleau, M., Colas, H., Lavallee, P., Pelletier, G., & Bonin, R. (2005) Global optimal real-time control of the Quebec urban drainage system. *Environmental Modelling & Software*, **20**, 401-413.
- Pleau, M., Pelletier, G., Colas, H., Lavallée, P., & Bonin, R. (2002) Reliability and robustnes in real-time control applications. In Urban Drainage. ASCE, Portland, Oregon.
- Polaskova, K., Hlavinek, P., & Haloun, R. (2006) Integrated approach for protection of an urban catchment area. *Desalination*, **188**, 51-59.
- Ragot, J., Maquoin, D., Darouach, M., & Bloch, G. (1990) *Validation des données et diagnostic* Edition Hermes, Paris 346 p + annexes.
- Rauch, W. & Harremoes, P. (1999) Genetic algorithms in real time control applied to minimize transient pollution from urban wastewater systems. *Water Research*, **33**, 1265-1277.

- Richards, R.P. & Holloway, J. (1987) Monte Carlo studies of sampling strategies for estimating tributary loads. *Water Resources Research*, **23(10)**, 1939-1948.
- Ruban, G. (1995) Continuous measurement of pollution due to urban effluents under wet conditions using optical-systems. *Water Science and Technology*, **32 (1)**, 241-247.
- Ruban, G., Bertrand-Krajewski, J.L., Chebbo, G., Gromaire, M.C., & Joannis, C. (2006) Accuracy and reproducibility of turbidity measurements in urban waste water. *Houille Blanche-Revue Internationale De L'Eau*, **4**, 129-135.
- Ruban, G. & Joannis, C. (2008) Evaluation de l'incertitude des courbes d'étalonnage par la méthode de Monte Carlo. Application à la turbidimétrie. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **272**, 33-43.
- Ruban, G., Joannis, C., Gromaire, M.C., Bertrand-Krajewski, J.L., & Chebbo, G. (2008) Mesurage de la turbidité sur échantillons : application aux eaux résiduaires urbaines. *Techniques Sciences et Méthodes*, N°4, 61-74.
- Ruban, G., Ruperd, Y., Laveau, B., & Lucas, E. (2001) Self-monitoring of water quality in sewer systems using absorbance of ultraviolet and visible light. *Water Science and Technology*, **44 (2-3)**, 269-276.
- Ruscassier, G., Saget, A., & Chebbo, G. (1996). Dimensionnement d'ouvrages de traitement par décantation des rejets urbains de temps de pluie - Combinaison d'ouvrages de stockage-décantation et de traitement au fil de l'eau. Cergrene, recueil d'annexes.
- Saget, A., Chebbo, G., & Desbordes, M. (1995) Urban discharges during wet weather - What volumes have to be treated. *Water Science and Technology*, **32 (1)**, 225-232.
- SAP (2006). Autosurveillance du réseau d'assainissement parisien - Résultats du processus « maîtrise des flux » - Année 2006. Ville de Paris - Direction de la protection de l'environnement - Service technique de l'eau et de l'assainissement, 14 p.
- Scheer, M. & Weyand, M. (2002) PASST - Die Planungshilfe für Abflusssteuerung in Kanalnetzen., Workshop Innovationen in der Abwasserleitung und Abwassersteuerung.
- Schellart, A. (2002) The use of turbidity measurements for sewer sediment monitoring, TU Delft, PhD Thesis, Delft, Pays-Bas, 127 p.
- Schroder, K., Pawlowsky-Reusing, E., Gommery, L., & Phan, L. (2004) Integrated Sewage Management-Development of a global Real Time Control for three interconnected Subcatchments of the Berlin Drainage System (gestion intégrée de l'assainissement-développement d'un système global de gestion en temps réel appliqué à trois bassins versants du réseau de Berlin). In Novatech 2004, techniques et stratégies durables pour la gestion des eaux urbaines par temps de pluie, 5ème conférence internationale, Lyon, France.
- Schütze, M. & Alex, J. (2004) Suitable integrated modelling - based on simplified models. In 6th international conference on urban drainage modelling - UDM'04, pp. 355-365, Dresde.
- Schütze, M., Alex, J., & Ogurek, M. (2005) A general algorithm for the development of control algorithm for RTC of sewer systems. In 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen, Denmark.
- Schütze, M., Butler, D., & Beck, M.B. (2001) Parameter optimisation of real-time control strategies for urban wastewater systems. *Water Science and Technology*, **43 (7)**, 139-146.
- Schütze, M., Butler, D., & Beck, M.B. (2002) *Modelling, simulation and control of urban wastewater systems*, London, Springer, 362 p.
- Schütze, M., Campisano, A., Colas, H., Schilling, W., & Vanrolleghem, P.A. (2004) Real time control of urban wastewater systems - where do we stand today? *Journal of Hydrology*, **299**, 335-348.

-
- Schütze, M., Erbe, V., Haas, U., Scheer, M., & Weyand, M. (2006) A guideline document for sewer system real time control. In Sewer Operation and Maintenance SOM, Vienne, Autriche.
- Suk, N.S., Guo, Q., & Psuty, N.P. (1998) Feasibility of using a turbidimeter to quantify suspended solids concentration in a tidal saltmarsh creek. *Estuarine, Coastal and shelf science*, **46**, 383-391.
- Suk, N.S., Guo, Q., & Psuty, N.P. (1999) Suspended Solids flux between slat mars hand adjacent bay: a long term continuous measurement. *Estuarine, Coastal and shelf science*, **49**.
- US Environmental Protection Agency, E. (1983). Results of the Nationwide Urban Runoff Program (NURP) ; Vol. 1- Final Report, National Technical Information Service (NTIS), Accession Number: PB84-185552, USA.
- Vanrolleghem, P.A., Benedetti, L., & Meirlaen, J. (2005) Modelling and real-time control of the integrated urban wastewater system. *Environmental Modelling & Software*, **20**, 427-442.
- Vazquez, J., Joannis, C., & Zug, M. (2009) Fonction et typologie des déversoirs d'orage. *Techniques de l'ingénieur*, **W6901**, 10 févr. 2009.
- Veldkamp, R., Henckens, G., Langeveld, J.G., & Clemens, F. (2002) Field data on time and space scales of transport processes in sewer systems. In Global Solutions for Urban Drainage, 9th International Conference on Urban Drainage (9ICUD). ASCE, Portland, Oregon.
- Wass, P.D., Marks, S.D., Finch, J.W., Leeks, G.J.L., & Ingram, J.K. (1997) Monitoring and preliminary interpretation of in-river turbidity and remote sensed imagery for suspended sediment transport studies in the Humber catchment. *Science of the Total Environment*, **194**, 263-283.
- Webb, B.W., Phillips, J.M., Walling, D.E., Littlewood, I.G., Watts, C.D., & Leeks, G.J.L. (1997) Load estimation methodologies for British rivers and their relevance to the LOIS RACS(R) programme. *The science of the Total Environment*, **194/195**, 379-389.
- Weinreich, G., Schilling, W., Birkely, A., & Moland, T. (1997) Pollution based real time control strategies for combined sewer systems. *Water Science and Technology*, **36 (8-9)**, 331-336.
- Weyand, M. (2002) Real time control in combined sewer systems in Germany - some case studies. *Urban Water*, **4**, 347-354.
- WFD (2000) 2000/60/EC-Directive of the European Parliament and the Council of Oct. 2000 establishing a framework for Community action in the field of water policy. *Official Journal of the European Communities from 22.12.2000*, 327/1, 327/72.
- Williamson, J.H. (1968) Least-squares fitting of a straight line. *Canadian Journal of Physics*, **46**, 1845-1847.
- XP T 90-210 (1999) *Qualité de l'eau - Protocole d'évaluation d'une méthode alternative d'analyse physico-chimique quantitative par rapport à une méthode de référence*, AFNOR, décembre 1999, Paris (France), 61 p.
- York, D. (1966) Least-squares fitting of a straight line. *Canadian Journal of Physics*, **44**, 1079-1086.

Annexes

Chapitre 13. Annexe A : Principe des mesures de turbidité

Généralités

Le principe des mesures de turbidité est décrit par les normes NF EN 27027 (1994) et NF EN ISO 7027 (2000). Les interactions entre un faisceau lumineux et des particules induisent une modification du signal lumineux qui peut être décrite par les lois de l'optique et de l'électromagnétisme. Le faisceau lumineux se modifie de deux façons lors de la traversée de l'échantillon lumineux (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. (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000)(Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000)

Il existe donc deux systèmes de mesure. Le premier mesure l'atténuation du faisceau à 180 ° et le second mesure la diffusion du faisceau à 90 ° (principe par néphélométrie).

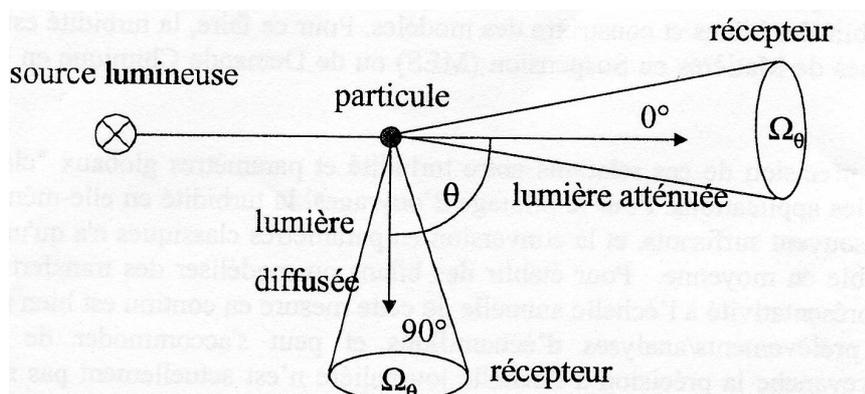


Schéma de la diffusion et de l'atténuation d'un rayon lumineux par une particule (Ruban *et al.*, 2006)

Mesure de la lumière diffusée

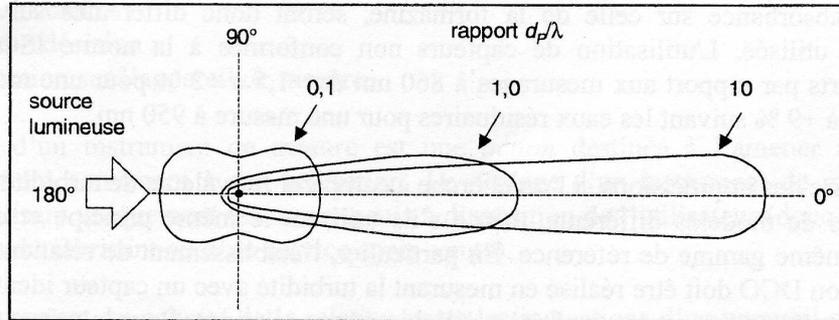
La diffusion de la lumière par une particule dépend de nombreux paramètres comme la longueur d'onde λ , la taille, la forme de la particule et son indice de réfraction. La taille est caractérisée par le diamètre d_p . Le rapport d_p/λ joue un rôle clé dans la diffusion de la lumière. Trois cas sont à distinguer (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000).

- $d_p/\lambda < 1/20$: il s'agit de particules très fines ou de colloïdes. La répartition spatiale de la lumière diffusée est relativement uniforme. La lumière diffusée est donnée par la formule

$$\text{de Rayleigh : } I_L = I_{L0} \frac{16\pi^4 r_p^6}{\lambda^4} \left(\frac{n_p^2 - 1}{n_p^2 + 2} \right) \frac{1 + \cos^2 \alpha}{r_D^2}$$

- Avec r_p , le rayon de la particule, n_p , l'indice de réfraction de la particule par rapport au milieu, α , l'angle de mesure de la lumière diffusée par rapport au faisceau émis (degré), r_D la distance de la particule au récepteur de l'appareil de mesure (m).
- Selon l'angle α de la mesure, plusieurs terminologies peuvent être distinguées :
 - diffusion vers l'avant ($\alpha=0^\circ$)
 - néphélométrie ($\alpha=90^\circ$)

- rétrodiffusion ($\alpha=180^\circ$)
- $d_p/\lambda > 20$: dans ce cas, la lumière est principalement diffusée vers l'avant. Ce type de diffusion est le plus fréquemment observé pour les eaux résiduaires.
- $1/20 < d_p/\lambda < 20$: dans ce cas, la théorie de Mie est utilisée. Il s'agit d'une théorie complexe permettant de calculer la distribution de la lumière diffusée en fonction de la taille, de la forme et de l'indice de réfraction des particules (Maréchal, 2000).



Répartition angulaire de la lumière diffusée pour différents rapports d_p/λ (Bertrand-Krajewski et al., 2000)

Mesure de la lumière transmise

Une mesure par transmission équivaut à mesurer une diffusion sous un angle $\alpha=0^\circ$. Chaque particule de diamètre d_p est caractérisée par un coefficient d'extinction Q_{ext} qui correspond à l'énergie E_w perdue dans la direction de la propagation initiale rapportée à l'énergie directement incidente reçue par la particule (Bertrand-Krajewski et al., 2000).

Pour des particules sphériques, la théorie de Mie permet de calculer le coefficient d'extinction

$$Q_{ext} \text{ qui tend vers } 1 \text{ pour les grosses particules selon la formule } Q_{ext} = \frac{E_w}{I_{L0} \pi \left(\frac{d_p^2}{4} \right)}$$

- Pour une suspension monodispersée de particules de diamètre d_p , la turbidité T_b à la longueur d'onde λ s'exprime en fonction du nombre de particules N_v par unité de volume et du coefficient d'extinction Q_{ext} par $T_b(\lambda) = N_v \frac{\pi d_p^2}{4} Q_{ext}(\alpha_p, n_p)$ avec α_p le paramètre de taille des particules $\alpha_p = \frac{\pi d_p}{\lambda}$.

- Pour une suspension polydispersée de particules de n tailles différentes, la turbidité est calculée par la relation $T_b(\lambda) = \frac{\pi}{4} \sum_{i=1}^n N_{vi} Q_{ext}(\alpha_{pi}, n_{pi}) d_{pi}^2$, N_{vi} étant le nombre de particules de diamètre d_{pi} par unité de volume. En introduisant la concentration globale en particule C , la masse volumique ρ_{pi} et le pourcentage massique p_{mi} des particules sphériques de diamètre d_{pi} , l'expression de la turbidité devient

$$T_b(\lambda) = \frac{3}{2} \left(\frac{\sum_{i=1}^n Q_{ext}(\alpha_{pi}, n_{pi}) \rho_{mi}}{\rho_{pi} d_{pi}} \right) C$$

Ces différentes relations soulignent l'influence des caractéristiques des particules sur l'atténuation de la lumière : taille, coefficient d'extinction à la longueur d'onde λ , répartition granulométrique exprimée par le pourcentage massique et la masse volumique.

Des échantillons de même concentration en matières en suspension peuvent donc avoir des turbidités différentes si les caractéristiques des particules ne sont pas les mêmes (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000).

Chapitre 14. Annexe B : Vocabulaire et définitions spécifiques à la métrologie

Les termes définis ci-dessous sont extraits de l'ouvrage « Dictionnaire pratique de la métrologie – Mesure, essai et calculs d'incertitudes » écrit par Christophe Bindi (Bindi, 2006), de la norme NFX 07-001 (vocabulaire international de métrologie) ou de l'article relatif à la reproductibilité et la précision des mesures de turbidité du Ruban *et al.* (Ruban *et al.*, 2006).

Biais (Bindi, 2006)

Différence entre l'espérance mathématique des résultats d'essai et une valeur de référence acceptée. Le biais est l'erreur systématique totale par opposition à l'erreur aléatoire. Il peut y avoir une ou plusieurs composantes d'erreur systématique qui contribue au biais. Une différence systématique plus importante par rapport à la valeur de référence acceptée est reflétée par une plus grande valeur du biais.

Dérive (Bindi, 2006)

Variation lente d'une caractéristique métrologique d'un instrument de mesure.

Ecart-type expérimental (experimental standard deviation) (Bindi, 2006)

Pour une série de n mesurages du même mesurande, grandeur s caractérisant la dispersion des

résultats et donnée par la formule $s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}$

x_i étant le résultat du $i^{\text{ème}}$ mesurage et \bar{x} la moyenne arithmétique des n résultats considérés.

L'expression s/\sqrt{n} est une estimation de l'écart-type de la distribution \bar{x} et est appelée écart-type expérimental de la moyenne.

Erreur (de mesure) (Bindi, 2006)

Résultat d'un mesurage moins une valeur vraie du mesurande.

Etant donné qu'une valeur vraie ne peut pas être déterminée, dans la pratique, on utilise une valeur conventionnellement vraie.

Erreur aléatoire (Bindi, 2006)

Résultat d'un mesurage moins la moyenne d'un nombre infini de mesurages du même mesurande, effectués dans les conditions de répétabilité. L'erreur aléatoire est égale à l'erreur moins l'erreur systématique.

Comme on ne peut faire qu'un nombre fini de mesurages, il est seulement possible de déterminer une estimation de l'erreur aléatoire.

Erreur de justesse (d'un instrument de mesure) (Bindi, 2006)

Erreur systématique d'indication d'un instrument de mesure.

L'erreur de justesse est normalement estimée en prenant la moyenne de l'erreur d'indication sur un nombre approprié d'observations répétées.

Erreur d'indication d'un instrument de mesure (Bindi, 2006)

Indication d'un instrument de mesure moins une valeur vraie de la grandeur d'entrée correspondante. Etant donné qu'une valeur vraie ne peut pas être déterminée, on utilise dans la

pratique une valeur conventionnellement vraie. Ce concept s'applique principalement lorsqu'on compare l'instrument à un étalon de référence.

Erreur systématique (Bindi, 2006)

Moyenne qui résulterait d'un nombre infini de mesurages du même mesurande, effectués dans des conditions de répétabilité, moins la valeur vraie du mesurande. L'erreur systématique est égale à l'erreur moins l'erreur aléatoire.

Comme la valeur vraie, l'erreur systématique et ses causes ne peuvent pas être connues complètement.

Étalonnage (Bindi, 2006)

Ensemble des opérations établissant, dans des conditions spécifiées, la relation entre les valeurs de la grandeur indiquées par un appareil de mesure ou un système de mesure, ou les valeurs représentées par une mesure matérialisée ou par un matériau de référence, et les valeurs correspondantes de la grandeur réalisées par les étalons.

Le résultat d'un étalonnage permet, soit d'attribuer aux indications, les valeurs correspondantes du mesurande, soit de déterminer les corrections à appliquer aux indications.

Un étalonnage peut aussi servir à déterminer d'autres propriétés métrologiques, telles que les effets de grandeurs d'influence.

Grandeur (mesurable) (norme NFX 07-001)

Attribut d'un phénomène, d'un corps ou d'une substance, qui est susceptible d'être distingué qualitativement et déterminé quantitativement.

Incertitude de mesure (Bindi, 2006)

Paramètre associé au résultat d'un mesurage qui caractérise la dispersion des valeurs qui pourraient raisonnablement être attribuées au mesurande. Le paramètre peut être, par exemple, un écart-type (ou un multiple de celui-ci) ou la demi-largeur d'un intervalle de niveau de confiance déterminé.

Mesurage (norme NFX 07-001)

Ensemble d'opérations ayant pour but de déterminer une valeur d'une grandeur.

Mesurande (norme NFX 07-001)

Grandeur particulière soumise à mesurage. La définition du mesurande peut nécessiter des indications relatives à des grandeurs telles que le temps, la température et la pression.

Pseudo-étalonnage (Ruban *et al.*, 2006)

Dans le cas particulier des mesures de turbidité, le pseudo-étalonnage fait référence aux relations liant la valeur fournie par le capteur (en FAU ou FNU) à la valeur du paramètre polluant mesuré c'est-à-dire dans le cas présent, à la concentration en MES ou en DCO.

Réglage (Bindi, 2006)

Il s'agit d'une opération d'ajustage qui consiste à régler le zéro (offset) et la sensibilité (pente) du capteur à partir de deux valeurs étalons. Il se distingue de l'ajustage en tant que tel, qui est l'action destinée à amener le capteur en état de fonctionnement convenant à son utilisation, par le fait que le réglage utilise seulement les moyens de l'utilisateur sans intervention du fabricant.

Répétabilité (Bindi, 2006)

Étroitesse de l'accord des résultats des mesurages successifs du même mesurande, mesurages effectués dans la totalité des mêmes conditions de mesure.

Ces conditions sont parfois appelées conditions de répétabilité.

Les conditions de répétabilité comprennent :

- même mode opératoire,
- même observateur,
- même instrument de mesure utilisé dans les mêmes conditions,
- même lieu,
- répétition durant une courte période de temps.

La répétabilité peut s'exprimer quantitativement à l'aide des caractéristiques de dispersion des résultats.

Répétition (Ruban *et al.*, 2006)

La répétition est l'exécution d'expériences statistiques plusieurs fois et avec la même méthode, sur la même population et dans les mêmes conditions.

Reproductibilité des résultats de mesurage (Bindi, 2006)

Étroitesse de l'accord entre les résultats des mesurages du même mesurande, mesurage effectués en faisant varier les conditions de mesure. Pour qu'une expression de la reproductibilité soit valable, il est nécessaire de spécifier les conditions que l'on fait varier.

Les conditions que l'on fait varier peuvent comprendre :

- principe de mesure,
- méthode de mesure,
- observateur,
- instrument de mesure,
- étalon de référence,
- lieu,
- conditions d'utilisation,
- temps.

La reproductibilité peut s'exprimer quantitativement à l'aide des caractéristiques de dispersion des résultats. Les résultats considérés ici sont habituellement les résultats corrigés.

Vérification (Ruban *et al.*, 2006)

Cette opération consiste à comparer l'écart constaté avec le dernier étalonnage par rapport à un écart maximal toléré (EMT). En fonction de la valeur de cet écart, des modifications de réglage ou d'étalonnage pourront être effectuées. Traditionnellement, les EMT souvent pris comme égaux à trois fois l'écart type.

Annexe C : Liste des événements pluvieux et de leurs principales caractéristiques

Quais	Caractéristiques de la pluie	Volume		Débit (m ³ /s)		Turbidité (FAU)		Groupes	
		Liste	Durée Temps Sec précédente (h)	VTOT (m ³)	VTOT/ha _{imp} (m ³ /ha _{imp})	Qmoy	Qmax	Tmoy	Tmax
1	300,00	33048	134,8	1,099	1,461	242	326	C	3
2	30,00	40529	165,3	0,843	1,410	236	571	A	2
3	88,33	60461	246,6	1,118	1,724	274	914	B	1
4	253,33	61167	249,4	1,018	1,513	286	621	C	1
5	248,33	92336	376,5	1,098	1,853	326	1150	C	1
6	25,00	86422	352,4	1,028	1,684	268	698	A	1
7	226,67	57969	236,4	0,965	1,748	231	427	C	4
8	95,00	33747	137,6	1,123	1,373	369	1013	C	1
9	13,33	108923	444,2	1,512	2,659	259	1105	B	1
10	63,33	49730	202,8	1,035	1,654	271	572	A	2
11	408,33	38165	155,6	0,907	1,205	335	1128	C	1
12	123,33	69477	283,3	1,052	1,393	244	654	C	1
13	36,67	31640	129,0	1,315	1,939	308	498	C	2
14	7,50	101416	413,6	1,986	3,540	252	591	A	2
15	42,50	37444	152,7	1,384	2,354	169	421	C	2
16	18,33	133319	543,7	1,480	3,036	167	452	B	2
17	20,83	60496	246,7	1,343	1,874	200	287	C	3
18	160,00	40708	166,0	1,692	2,148	351	507	C	2
19	34,25	6087	24,8	0,593	1,148	272	651	A	1
20	27,92	84438	344,3	2,008	2,927	354	677	B	1
21	63,33	26025	106,1	1,082	1,604	382	558	B	2
22	22,50	26025	106,1	1,896	2,901	224	440	A	2
23	338,33	105592	430,6	1,598	2,571	318	453	B	2
24	23,33	168520	687,2	1,701	2,862	296	805	C	1
25	10,83	50917	207,6	1,694	2,488	210	300	A	3
26	3,33	69583	283,8	1,930	2,746	155	276	C	3
27	15,00	59403	242,2	1,412	1,892	272	428	B	2
28	18,33	40871	166,7	1,360	2,082	313	520	B	2
29	30,00	49304	201,1	1,640	2,124	171	274	C	3
30	582,33	35227	143,7	2,250	2,857	475	1147	C	1
31	22,92	29096	118,7	1,487	2,052	268	504	A	2
32	131,67	42889	174,9	1,427	2,554	270	415	C	2
33	140,00	67420	274,9	1,870	3,493	246	541	A	4
34	22,50	79167	322,8	1,550	2,821	174	319	C	4
35	6,67	27568	112,4	1,146	1,957	150	297	A	3
36	107,50	15421	62,9	1,024	1,739	346	734	A	1
37	151,67	52472	214,0	1,092	2,976	274	656	C	1
38	23,33	24326	99,2	0,675	1,795	204	425	C	2
39	257,92	11201	45,7	0,573	1,265	272	475	C	2
40	311,25	9552	39,0	0,704	1,226	235	376	B	3
41	0,42	8318	33,9	0,788	1,114	155	277	C	3
42	77,98	86016	350,8	1,194	2,366	195	524	A	2
44	215,83	23294	95,0	1,290	2,492	288	568	C	2

Quais	Caractéristiques de la pluie	Volume		Débit (m ³ /s)		Turbidité (FAU)		Groupes	
Liste	Durée Temps Sec précédente (h)	VTOT (m ³)	VTOT/ha _{imp} (m ³ /ha _{imp})	Qmoy	Qmax	Tmoy	Tmax	Courbes M(V)	Allure des courbes
45	59,58	36738	149,8	1,628	3,031	312	704	C	1
46	3,75	5508	22,5	1,208	1,640	119	163	C	3
47	281,67	18785	76,6	1,040	1,602	203	411	C	2
48	160,00	40133	163,7	1,668	2,493	220	566	A	2
49	81,67	43727	178,3	1,817	3,334	232	497	C	2
50	302,50	33397	136,2	1,111	1,470	245	406	C	2
51	2,08	30557	124,6	1,195	1,910	120	213	A	4
52	8,33	31574	128,8	1,748	2,809	204	379	C	3
53	1,67	50348	205,3	1,861	2,753	86	169	A	4
54	64,17	22298	90,9	1,059	1,765	235	459	A	2
55	17,92	36252	147,8	1,607	2,473	210	318	C	3
56	14,17	42098	171,7	1,273	2,332	171	313	C	3
57	40,00	4272	17,4	0,937	1,449	210	273	B	3
58	14,58	11313	46,1	0,938	1,220	217	280	C	3
59	9,33	3390	13,8	1,108	1,424	236	279	B	3
60	104,42	14984	61,1	1,105	1,526	188	260	B	3
61	44,17	29247	119,3	1,216	1,842	229	531	C	2
62	3,33	15970	65,1	1,324	1,963	225	405	A	2
63	410,42	44598	181,9	1,977	2,891	214	483	A	2
64	73,33	42495	173,3	1,010	1,438	301	1127	C	1
65	122,50	48114	196,2	2,000	3,158	183	557	A	2
66	20,50	17745	72,4	0,999	1,620	145	227	A	3
67	153,75	26889	109,7	1,489	2,090	267	555	A	2
68	24,17	20586	83,9	1,140	1,509	241	474	A	2
69	2,50	54801	223,5	1,520	2,128	202	754	C	1
70	78,33	44747	182,5	2,125	3,365	286	508	C	2
71	283,33	11679	47,6	0,555	0,813	454	679	B	1
72	88,75	11522	47,0	0,696	1,187	285	414	C	2
73	16,67	25186	102,7	0,838	1,973	369	839	C	1
74	7,50	16960	69,2	0,805	1,302	283	401	C	2
75	557,08	32526	132,6	1,442	1,848	361	655	C	1
76	46,67	93442	381,1	1,944	3,844	197	517	C	2
77	26,67	75243	306,8	2,087	2,988	227	403	A	2
78	50,00	51100	208,4	1,700	2,369	166	245	B	3
79	5,00	61685	251,6	1,467	2,243	232	447	C	2
80	6,67	50321	205,2	1,674	2,536	276	446	B	2
81	208,33	64508	263,1	1,534	2,181	332	444	B	2
82	8,33	52615	214,6	1,750	2,528	295	511	C	2
83	25,42	50973	207,9	2,259	2,895	323	627	C	1
84	35,83	38234	155,9	1,815	2,306	297	408	B	2
85	11,67	149355	609,1	1,913	3,388	229	495	B	2
86	65,83	66196	269,9	1,695	2,404	183	337	A	4
87	96,67	109665	447,2	1,461	2,091	243	400	C	2
88	315,83	60144	245,3	1,113	1,906	293	619	A	1
89	21,50	28708	117,1	2,027	2,607	350	612	C	1

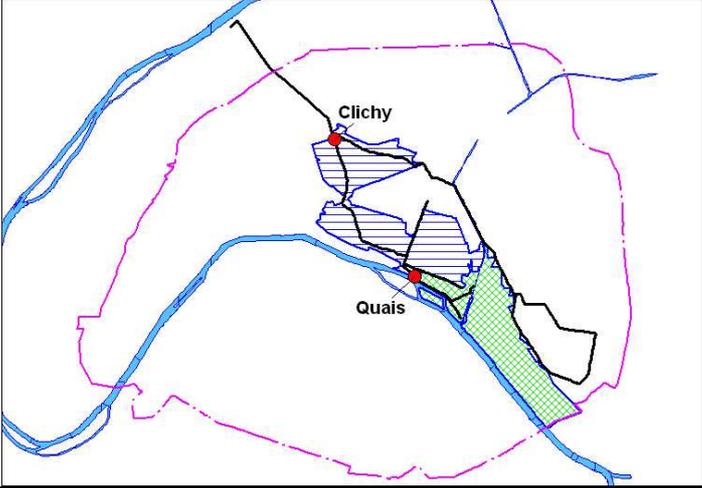
Annexe C

Clichy	Caractéristiques de la pluie	Volume		Débit (m ³ /s)		Turbidité (FAU)		Groupes	
		Liste	Durée Temps Sec précédente (h)	VTOT (m ₃)	VTOT/ha _{imp} (m ³ /ha _{imp})	Qmoy	Qmax	Tmoy	Tmax
1	300,00	62827	91,4	2,090	2,784	251	635	C	1
2	30,00	73710	107,2	1,534	2,240	209	385	C	3
3	88,33	128301	186,6	2,373	3,840	246	491	C	2
4	253,33	127200	185,0	2,118	3,586	276	506	C	2
5	248,33	186690	271,5	2,221	4,479	310	743	C	1
6	25,00	166404	242,0	1,980	3,753	237	434	C	2
7	226,67	114133	166,0	1,900	3,562	221	369	A	3
8	95,00	62311	90,6	2,073	3,565	349	728	C	1
9	13,33	217121	315,7	3,013	5,193	257	702	B	1
10	63,33	92897	135,1	1,933	3,116	260	568	A	2
11	408,33	74983	109,0	1,783	2,314	320	953	C	1
12	123,33	137098	199,4	2,075	3,240	219	410	C	4
13	36,67	65796	95,7	2,735	4,048	284	613	C	1
14	7,50	215626	313,6	4,223	8,398	248	541	A	2
15	42,50	72010	104,7	2,661	4,432	193	697	B	1
16	18,33	265890	386,7	2,952	7,052	167	282	C	3
17	20,83	122205	177,7	2,712	3,431	210	311	C	3
18	160,00	69458	101,0	2,887	3,670	324	407	C	3
19	34,25	12081	17,6	1,177	1,468	308	412	B	2
20	27,92	160148	232,9	3,808	6,008	307	470	B	2
21	63,33	174747	254,1	2,329	3,217	367	470	B	2
22	22,50	56043	81,5	3,422	5,566	225	471	C	2
23	338,33	203452	295,9	3,080	4,450	293	415	C	3
24	23,33	304920	443,4	3,078	4,776	273	851	C	1
25	10,83	101672	147,9	3,382	4,823	215	310	A	3
26	3,33	126923	184,6	3,520	4,993	148	249	C	4
27	15,00	116133	168,9	2,761	3,508	277	489	B	2
28	18,33	121293	176,4	4,035	4,458	314	435	B	2
29	30,00	93333	135,7	3,105	4,319	171	234	B	4
30	582,33	101327	147,4	6,470	9,146	502	778	B	1
31	22,92	101414	147,5	5,185	11,922	311	494	C	2
32	131,67	113948	165,7	3,791	6,624	274	460	A	2
33	140,00	155800	226,6	4,321	8,012	263	738	A	1
34	22,50	225243	327,6	4,411	7,522	172	328	C	4
35	6,67	86468	125,7	3,594	5,721	126	207	A	4
36	107,50	46261	67,3	3,072	4,129	364	586	C	2
37	151,67	186124	270,7	3,873	6,045	250	455	C	2
38	23,33	104519	152,0	2,898	5,839	234	524	A	2
39	257,92	41351	60,1	2,114	2,990	365	510	B	2
40	311,25	38789	56,4	2,861	3,687	232	528	C	1
41	0,42	35298	51,3	3,343	4,267	237	492	A	1
42	77,98	256435	372,9	3,559	5,685	194	653	A	1

Clichy	Caractéristiques de la pluie	Volume		Débit (m ³ /s)		Turbidité (FAU)		Groupes	
		Liste	Durée Temps Sec précédente (h)	VTOT (m ₃)	VTOT/ha _{imp} (m ³ /ha _{imp})	Qmoy	Qmax	Tmoy	Tmax
43	25,00	13309	19,4	2,196	2,971	170	267	B	3
44	189,17	70954	103,2	3,929	9,399	289	427	C	2
45	59,58	110916	161,3	4,916	9,606	282	545	C	2
46	3,75	14223	20,7	3,119	3,743	108	146	B	3
47	281,67	59633	86,7	3,302	5,268	219	485	C	2
48	160,00	123221	179,2	5,121	8,076	225	379	C	3
49	81,67	97486	141,8	4,052	6,415	235	475	A	2
50	302,50	84416	122,8	2,808	4,333	260	650	A	1
51	2,08	74811	108,8	2,927	4,644	124	187	A	3
52	8,33	83544	121,5	4,626	8,132	198	281	C	3
53	1,67	124959	181,7	4,618	7,151	97	167	A	4
54	64,17	52160	75,9	2,477	3,759	243	402	C	2
55	17,92	150100	218,3	6,653	19,456	247	417	B	2
56	14,17	93050	135,3	2,815	4,355	175	600	C	1
57	40,00	12598	18,3	2,763	3,854	230	337	B	3
58	14,58	27388	39,8	2,271	2,540	184	258	C	3
59	9,33	9398	13,7	3,071	3,507	206	262	B	3
60	104,42	34870	50,7	2,572	2,997	189	263	B	3
61	44,17	73584	107,0	3,058	4,332	222	407	C	2
62	3,33	34562	50,3	2,866	3,376	236	339	C	3
63	410,42	159299	231,7	7,061	14,655	209	740	C	1
64	73,33	111002	161,4	2,639	4,021	234	465	C	2
71	283,33	60096	87,4	2,854	3,524	269	339	B	3
72	88,75	48687	70,8	2,940	4,436	299	497	C	2
73	16,67	110679	160,9	3,682	7,882	335	818	C	1
74	7,50	69551	101,1	3,303	4,411	229	305	C	3
75	557,08	70148	102,0	3,109	4,181	331	435	B	2
76	46,67	198733	289,0	4,135	8,652	193	282	B	3
77	26,67	154561	224,8	4,286	6,328	218	333	C	4
78	50,00	102167	148,6	3,399	4,872	170	210	B	3
79	5,00	129839	188,8	3,087	6,014	222	328	A	3
80	6,67	107944	157,0	3,591	4,758	268	380	C	3
81	208,33	129845	188,8	3,087	4,712	298	449	C	2
82	8,33	113460	165,0	3,774	6,237	284	449	C	2
83	25,42	121562	176,8	5,388	7,859	310	646	C	1
84	35,83	83929	122,1	3,985	5,167	288	326	B	3
85	11,67	357066	519,2	4,574	9,690	211	354	B	3
86	65,83	130365	189,6	3,338	4,628	181	300	A	4
87	96,67	216268	314,5	2,881	4,325	241	358	C	3
88	315,83	142276	206,9	2,632	3,553	275	466	C	2
89	21,50	61401	89,3	4,336	5,460	352	483	B	2

Annexe D : Fiches techniques des sites de mesure

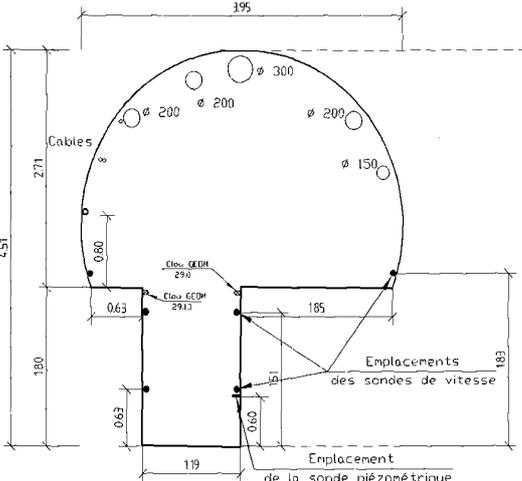
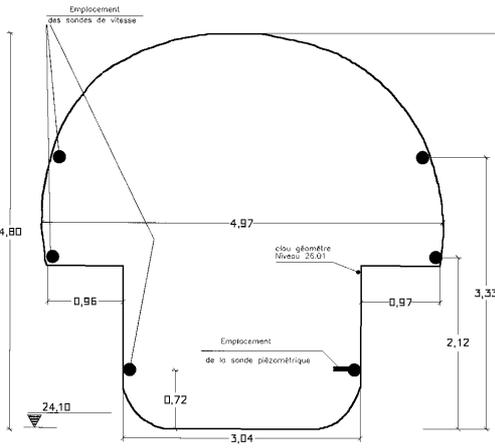
Identification

Site des Quais (P213)	Site de Clichy (P219)
	
<p><u>Organisme réalisant les mesures</u> : Laboratoire LEESU dans le cadre du programme OPUR</p>	
<p><u>Gestionnaire de l'ouvrage</u> : Section d'Assainissement de la Ville de Paris</p>	
<p><u>Localisation</u> : Quai de l'Hôtel de Ville 75004 Paris</p>	<p><u>Localisation</u> : Place de Clichy 75009 Paris</p>

Caractéristiques générales du bassin versant

Site des Quais (P213)	Site de Clichy (P219)
<p><u>Surface</u> : 402 ha</p>	<p><u>Surface</u> : 942 ha</p>
<p><u>Type de surface</u> : centre ville, urbain dense</p>	<p><u>Type de surface</u> : centre ville, urbain dense</p>
<p><u>Coefficient de ruissellement</u> : 0,64</p>	<p><u>Coefficient de ruissellement</u> : 0,68</p>
<p><u>Densité</u> : 200 hab/ha</p>	<p><u>Densité</u> : 215 hab/ha</p>

Caractéristiques générales du site de mesure

<p align="center">Site des Quais (P213)</p>	<p align="center">Site de Clichy (P219)</p>
<p><u>Type de réseau</u> : unitaire</p> <p><u>Caractéristiques des ouvrages</u> : station de pompage en amont</p> <p><u>Caractéristiques de la conduite</u> :</p> 	<p><u>Type de réseau</u> : unitaire</p> <p><u>Caractéristiques des ouvrages</u> : /</p> <p><u>Caractéristiques de la conduite</u> :</p> 
<p><u>Caractéristiques hydrauliques</u> :</p> <p>[moyenne] minimum – maximum</p> <p>Débit (m³.s⁻¹) : [0,7] 0,5-1,8</p> <p>Hauteur d'eau (m) : [1,4] 1,2-2,1</p> <p>Vitesse (m.s⁻¹) : [0,7] 0,6-1,0</p>	<p><u>Caractéristiques hydrauliques</u> :</p> <p>[moyenne] minimum – maximum</p> <p>Débit (m³.s⁻¹) : [2,0] 1,8-4,0</p> <p>Hauteur d'eau (m) : [1,8] 1,2-3,3</p> <p>Vitesse (m.s⁻¹) : [0,7] 0,3-1,1</p>

Implantation des capteurs

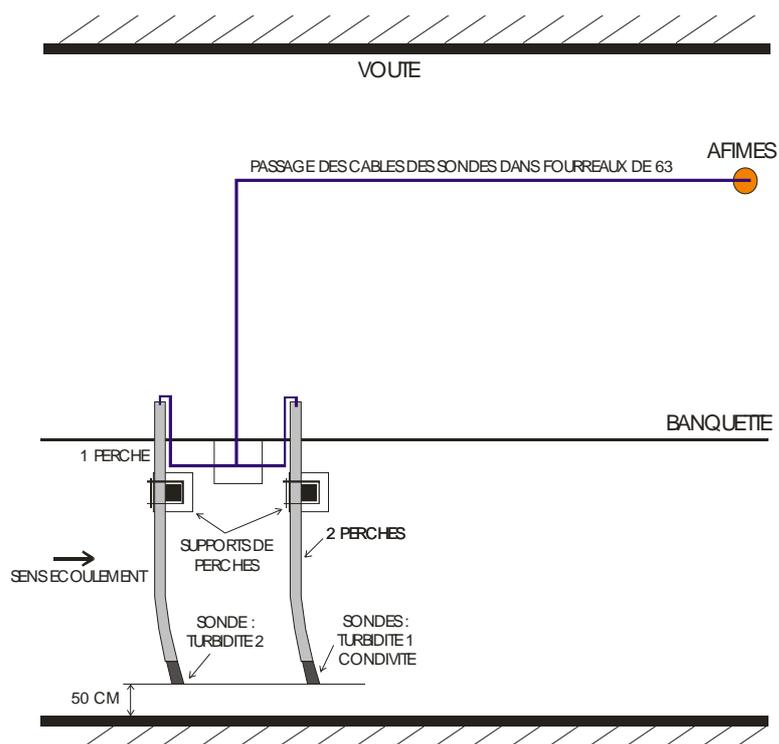
Site des Quais (P213)

2 sondes de turbidités + une sonde de conductivité sur des perches + une perche d'accroche des flottants

Photo de l'installation :



Schéma de l'installation :



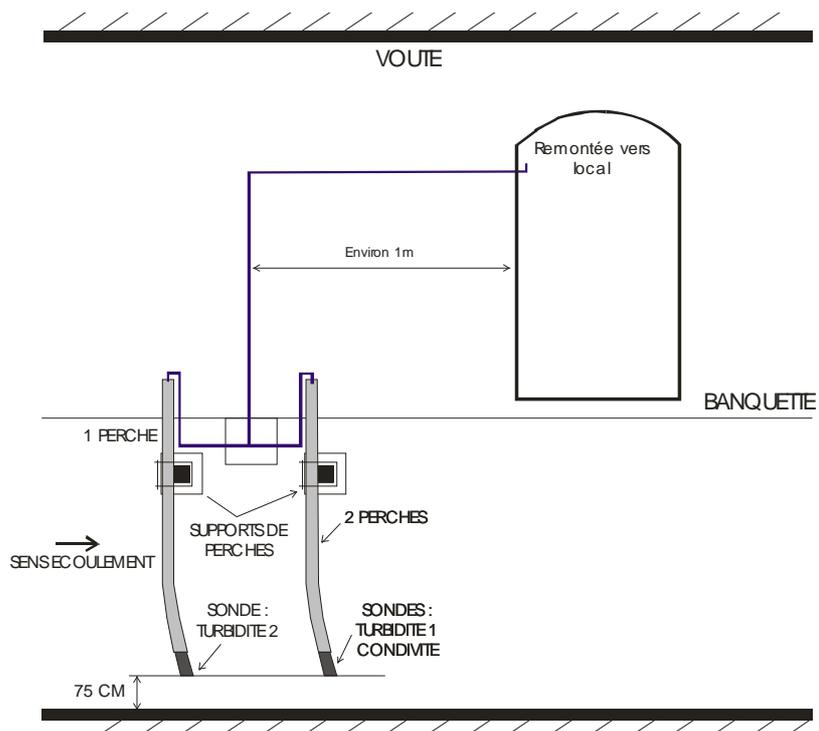
Site de Clichy (P219)

2 sondes de turbidités + une sonde de conductivité sur des perches + une perche d'accroche des flottants

Photo de l'installation :



Schéma de l'installation :



Instrumentation du site

	Type de mesure	Nom de l'appareil	Type d'appareil	Fabriquant	Pas de temps
Quais (P213)	Turbidité 1 (FAU)	Turbidimètre en atténuation dans l'infra-rouge	PONCIR-TU-20-NA-S35	NEOTEK-PONSEL	1 min
	Turbidité 2 (FAU)	Turbidimètre en atténuation dans l'infra-rouge	PONCIR-TU-20-NA-S35	NEOTEK-PONSEL	1 min
	Conductivité ($\mu\text{S.cm}^{-1}$)	Conductimètre	PONCPC-CTZ-S35	NEOTEK-PONSEL	1 min
	Vitesse (m.s^{-1})	Sonde à ultrasons	3 cordes 0,63m, 1,51m et 1,83m SAB 600 ASN	FARECO-CR2M	Variable
	Hauteur (m)	Capteur de pression	PTX630 0,6m	GE-DRUCK	Variable
Clichy (P219)	Turbidité 1 (FAU)	Turbidimètre en atténuation dans l'infra-rouge	PONCIR-TU-20-NA-S20	NEOTEK-PONSEL	1 min
	Turbidité 2 (FAU)	Turbidimètre en atténuation dans l'infra-rouge	PONCIR-TU-20-NA-S20	NEOTEK-PONSEL	1 min
	Conductivité ($\mu\text{S.cm}^{-1}$)	Conductimètre	PONCPC-CTZ-S80	NEOTEK-PONSEL	1 min
	Vitesse (m.s^{-1})	Sonde à ultrasons	3 cordes 0,63m, 1,51m et 1,83m SAB 600 ASN	FARECO-CR2M	Variable
	Hauteur (m)	Capteur de pression	PTX630 0,6m	GE-DRUCK	Variable

Annexe E : Questionnaire sur les pratiques de gestion de temps de pluie

Partie 1 : description du réseau d'assainissement

Situation et caractéristiques du territoire géré

1. Quel est le territoire sous votre gestion (communes, organisation intercommunale) ?
2. Quelle est sa situation géographique : cuvette, pentes importantes, zone très plate, zone littorale...
3. Description du territoire couvert par le réseau
 - Superficie
 - Nombre d'habitants raccordés au réseau
 - Ordre de grandeur du coefficient d'imperméabilisation
 - Type de réseau (unitaire, séparatif, mixte)
 - Type d'urbanisation (urbain dense, pavillonnaire, zones industrielles...)

Hydraulique

4. Y a-t-il des secteurs où l'on dispose d'une réserve de capacité hydraulique ?
5. Y a-t-il des zones pour lesquelles des problèmes de transferts hydrauliques sont fréquemment observés et pour lesquelles les capacités sont dépassées ?
6. Importance des zones inondables par le réseau (et non par les cours d'eau) ?
7. Importance des déversements directs dans le milieu récepteur :
 - Nombre de DO
 - Nombre de déversements par an
 - Volumes déversés
 - Nombre de points de déversements fréquents

Flux de polluants et milieu récepteur

8. Quelles sont les industries principales raccordées au réseau ?
9. Devez-vous faire face à un ou plusieurs type(s) de pollution particulier(s) (métaux lourds, hydrocarbures...) et si oui, lequel ?
10. Y a-t-il des zones d'activité rejetant des effluents aux caractéristiques particulières ?
11. Quelle est la nature des milieux récepteurs des effluents (STEP, DO ou surverses) : petit cours d'eau, fleuve, lac, estuaire, zone littorale... ?
12. Y a-t-il des contraintes de côtes imposées par le milieu récepteur (marées, crues)

Les traitements

13. Quelles sont les capacités de la ou des STEP (en m³/jour, en m³/h) ?
14. Quel est le débit de temps sec moyen en entrée de STEP (en m³/jour) ?
15. Quelle est la pointe de débit de temps sec en entrée de STEP (en m³/h) ?
16. Quel est le débit total admissible par temps de pluie dans la ou les STEP (en m³/h) ?
17. Y a-t-il plusieurs options de traitement selon le débit ?
18. Existe-il des systèmes de traitement au fil de l'eau des effluents de temps de pluie hors STEP, et de quel type ?

Les infrastructures

Les canalisations

19. Linéaire de canalisation du réseau unitaire, séparatif EU, séparatif EP
20. Le réseau est-il peu, moyennement ou beaucoup maillé (nombre de maillage : 0, 1-2, 3-5, >5) ?

Les capacités de stockages

21. Volume total de stockage disponible en m³ et/ou m³/ha imperméabilisés (bassin + stockage en ligne éventuel)
22. Nombre, type et capacités des bassins de rétention (en ligne, hors ligne)
23. Le réseau est-il surdimensionné pour certaines zones ?
24. Y a-t-il du stockage en ligne sur une partie du réseau, si oui, quelle est la capacité de stockage ?

Les ouvrages de régulation sur collecteur

25. Certains déversoirs d'orage sont-ils automatisés ?
26. Certains sont-ils soumis à des contraintes particulières (autosurveillance, normes de rejets...) ?

Partie 2 : l'instrumentation du réseau

27. Nombre et types de capteurs renvoyant des informations en continu et en temps réel
 - Mesures de hauteurs d'eau
 - Mesures de vitesse
 - Mesures de l'état des ouvrages (positions des vannes par exemple...)
 - Autres mesures
28. Nombre de pluviomètres
29. Nombre de pluviomètres pour lesquels les données sont utilisées en temps réel,
30. Utilisation d'un système de prévision météorologique global (à partir d'images satellites, de radar)
31. Y a-t-il des turbidimètres dans le réseau (DO, bassins etc.) ? Si oui, comment les données sont-elles utilisées ?

Partie 3 : La gestion du réseau en temps de pluie

Les objectifs de gestion

32. Existe-t-il des critères de performance sur lesquels s'appuient les objectifs de gestion ?
33. L'expression des objectifs est-elle liée à une contrainte localisée ? Y a-t-il des objectifs spécifiques selon les points du réseau ?

Les paramètres de qualité :

34. Quels paramètres sont pris en compte (MES, DCO...) pour les objectifs relatifs à la pollution ?
35. A quelle échelle de temps les objectifs sont-ils exprimés (flux annuels, échelle événementielle, fréquence, durée) ?
36. Y a-t-il des contraintes réglementaires particulières à respecter ?
37. Effectuez-vous un bilan annuel des flux de polluants rejetés (MES) ? Si oui, comment ?

Définition et respect des objectifs :

38. Comment le respect des objectifs est-il vérifié ?
39. Existe-il des problèmes particuliers liés à la définition, au respect des objectifs ?

40. S'agit-il de problèmes liés à un manque de données disponibles et si oui lesquelles ?

La stratégie générale de gestion

41. De façon générale, comment gérez-vous vos ouvrages de stockage :
- Bassin de décantation ?
 - Bassin de rétention uniquement ?
 - Bassin mixte ?
42. La stratégie de gestion dépend-elle de la période de retour de l'événement et si oui, quelles règles sont alors appliquées ?
43. Avez-vous des règles de gestion particulières relatives aux déversements directs dans le milieu récepteur ?
44. Utilisez-vous des dispositifs de gestion automatisée pour certains ouvrages (si, oui, veuillez compléter la partie 4)

L'utilisation de données de qualité

45. Votre gestion serait-elle facilitée par l'utilisation de mesures en continu de paramètres polluants ?
46. Si oui, en quels points particulier du réseau aimeriez-vous disposer de ce type de mesure ?
47. Quelles sont vos attentes vis-à-vis de ce type de dispositif ?

Retour d'expérience sur la gestion en place

48. Qu'est-ce qui est satisfaisant dans la gestion en place ?
49. Quels sont les points qui doivent être améliorés ?
50. Y a-t-il des besoins nouveaux à satisfaire dans l'avenir ?

Partie 4 : Existence de systèmes de contrôle automatisés

Au niveau local

51. Y a-t-il des ouvrages contrôlés par des automatismes locaux ?

Au niveau global

52. Existe-il une gestion coordonnée entre les différents ouvrages du réseau (si oui veuillez compléter la partie 5) ?

Télétransmission – supervision

53. Les données locales sont-elles transmises à un poste de contrôle centralisé ?
54. Quel est le mode de transmission,
55. Quel est le pas de temps minimum d'échantillonnage des données ?
56. Comment les données sont-elles filtrées, corrigées, validées ?

Partie 5 : La supervision des automatismes et la gestion en temps réel

57. Par quelle méthode ont été définis les règles de gestion associées au différents objectifs (simulations par des algorithmes, retour d'expérience...)

58. Y a-t-il eu utilisation de logiciels pour modéliser le réseau ?

59. Sur quels critères s'appuie la stratégie :

- En fonction de prédictions de pluviométries : gestion prédictive ?
- Si oui, quel est l'horizon des prédictions (30 minutes, 1h00...) ?
- Utilisation d'un logiciel de prédiction hydraulique et si oui, lequel (Canoe, Mouse...) ?
- En fonction de niveaux atteints en certains points du réseau : gestion réactive ?

Annexe F : Base de données de décantation relative au bassin de Solvay

Liste	Hauteur constante (cm)	Durée totale (min)	Durée de la décantation (min)	Durée du remplissage (min)	Turbidité initiale (FAU)	Turbidité après remplissage (FAU)	Turbidité avant vidange (FAU)	Remise en suspension
1	71	190	110	70	182	188	161	oui
2	165	320	185	110	195	196	183	oui
3	41	185	145	25	126	69	42	non
4	166	350	170	155	198	194	147	oui
5	167	490	165	150	189	46	40	non
6	167	310	195	65	144	82	65	oui
7	170	295	185	85	97	66	47	non
8	125	285	105	95	108	61	46	non
9	49	250	135	90	143	103	72	non
10	58	170	85	55	196	69	49	non
11	160	270	145	105	197	112	110	non
12	175	600	295	110	194	112	89	non
13	166	1285	295	380	80	37	30	non
14	129	220	150	55	196	150	113	oui
15	168	320	265	35	126	94	59	non
16	84	200	80	60	63	40	34	non
17	168	520	175	100	49	54	40	non
18	104	210	125	50	177	75	56	non
19	97	250	85	90	157	93	81	non
20	154	250	125	70	195	113	81	non
21	117	295	105	125	110	78	53	non
22	105	295	105	55	162	68	53	non
23	164	570	305	90	60	43	35	oui
24	164	245	175	50	196	116	75	non
25	164	215	135	35	196	138	63	non
26	168	325	145	70	132	68	50	non
27	90	220	160	45	195	112	89	non
28	177	540	170	110	59	75	40	oui
29	33	540	135	30	137	88	43	non
30	125	230	70	50	81	40	35	oui
31	127	305	90	110	101	61	45	oui
32	139	380	200	65	127	53	41	non
33	67	185	65	40	126	95	50	oui
34	163	260	115	85	196	89	88	non
35	179	330	235	25	194	166	50	oui
36	36	165	100	45	86	63	44	non
37	112	250	135	60	145	74	55	non
38	187	1515	490	375	44	58	55	non
39	137	265	95	130	197	79	48	non
40	65	195	100	50	94	62	38	non
41	175	990	790	80	81	68	46	oui
42	72	330	125	180	114	49	26	non
43	171	430	150	145	40	36	23	non
44	36	115	55	35	101	64	40	non
45	167	240	145	50	192	70	48	oui
46	147	265	95	90	115	85	60	non
47	107	240	55	80	176	79	60	non
48	182	560	100	40	192	132	95	non
49	163	300	155	115	103	84	57	non

Liste	Hauteur constante (cm)	Durée totale (min)	Durée de la décantation (min)	Durée du remplissage (min)	Turbidité initiale (FAU)	Turbidité après remplissage (FAU)	Turbidité avant vidange (FAU)	Remise en suspension
50	152	380	145	65	198	110	68	non
51	94	340	105	40	197	98	50	non
52	169	360	135	85	181	99	43	oui
53	137	220	65	40	197	134	72	oui
54	52	240	115	65	123	85	52	oui
55	87	250	105	85	180	60	37	non
56	167	320	65	135	82	193	119	non
57	46	260	120	100	190	158	107	non
58	50	220	95	110	79	96	59	non
59	36	200	85	90	140	85	50	non
60	112	350	90	190	197	155	143	oui
61	58	230	60	80	176	91	66	non
62	31	180	95	60	167	86	50	non
63	164	370	100	95	188	78	55	non
64	53	180	85	30	191	141	126	non
65	165	225	135	40	192	96	76	non
66	123	260	135	100	190	133	85	oui
67	167	355	110	55	191	37	35	non
68	171	195	150	25	192	123	137	oui
69	164	285	140	90	147	97	78	oui
70	188	205	80	35	147	85	67	non
71	58	175	110	50	192	68	43	oui
72	72	190	110	40	179	95	49	non
73	66	260	80	115	91	62	59	oui
74	168	470	170	280	194	113	98	oui
75	170	250	80	55	146	115	108	oui
76	163	250	130	190	198	112	89	oui
77	136	415	105	60	99	72	48	non
78	231	540	185	30	168	114	36	non
79	231	455	305	25	131	115	27	non
80	149	180	60	30	158	127	92	oui
81	231	220	175	35	179	116	89	non
82	152	210	75	30	154	79	57	oui
83	175	255	185	30	191	187	97	non
84	171	205	80	30	195	128	85	non
85	174	275	85	60	56	62	50	non
86	87	215	55	35	131	79	63	oui
87	170	305	55	85	127	59	54	oui
88	84	210	80	50	140	119	102	oui
89	53	235	75	145	150	87	75	non
90	169	240	110	65	111	88	94	oui
91	155	375	165	190	191	123	77	non
92	169	365	165	180	112	70	56	non
93	87	215	120	60	112	81	48	non
94	123	210	95	50	104	58	44	non
95	173	295	230	30	106	78	38	non
96	162	295	110	65	144	35	26	non
97	143	240	95	165	195	72	53	non
98	173	565	485	60	170	101	51	oui
99	49	285	110	115	103	75	42	oui
100	172	450	305	105	103	76	36	non

Chapitre 15. Annexe G : Tableaux comparatifs des critères, des paramétrages des filtres et des filtres

Site de Duchesse Anne :

- ✓ turbidimètre 1 référencé p117
- ✓ turbidimètre 2 référencé p149.

Coefficients de variation (écart-type/moyenne) selon le critère et la classe de bruits

Résultats pour le filtre de moyenne mobile

Valeurs de critères	1 - 10	11 - 30	31 - 50	51 - 60
Tranche [-10;10] FAU	0,050	0,102	0,466	0,714
Tranche [-20;20] FAU	0,015	0,032	0,170	0,313
Mode	1,500	0,049	0,149	0,026
Fractile 90 %	0,141	0,051	0,146	0,306
Médiane	0,475	0,110	0,037	0,347
Moyenne	0,431	0,016	0,038	0,107
Ecart type	0,021	0,036	0,024	0,048

Coefficients de variation (écart-type/moyenne) pour le filtre de moyenne mobile et le signal p117

Valeurs de critères	1 - 10	11 - 30	31 - 50	51 - 60
Tranche [-10;10] FAU	0,039	0,156	0,206	0,792
Tranche [-20;20] FAU	0,017	0,053	0,198	0,830
Mode	2,850	0,632	0,473	0,906
Fractile 90 %	0,136	0,532	0,364	0,116
Médiane	0,713	0,498	0,427	1,085
Moyenne	0,653	0,118	0,107	0,595
Ecart type	0,024	0,043	0,067	0,237

Coefficients de variation (écart-type/moyenne) pour le filtre de moyenne mobile et le signal p149

Résultats pour le filtre de médiane glissante

Valeurs de critères	1 - 10	11 - 30	31 - 50	51 - 60
Tranche [-10;10] FAU	0,006	0,158	0,522	0,893
Tranche [-20;20] FAU	0,001	0,022	0,169	0,164
Mode	2,850	0,091	0,081	0,020
Fractile 90 %	0,174	0,072	0,161	0,006
Médiane	0,380	0,143	0,046	0,108
Moyenne	0,312	0,231	0,062	0,037
Ecart type	0,000	0,001	0,003	0,010

Coefficients de variation (écart-type/moyenne) pour le filtre de médiane glissante et le signal p117

Valeurs de critères	1 - 10	11 - 30	31 - 50	51 - 60
Tranche [-10;10] FAU	0,007	0,171	0,718	0,836
Tranche [-20;20] FAU	0,001	0,036	0,492	0,611
Mode	1,491	0,351	0,224	0,000
Fractile 90 %	0,136	0,295	0,063	0,012
Médiane	0,465	0,310	0,376	0,000
Moyenne	0,579	0,437	0,129	0,013
Ecart type	0,024	0,043	0,067	0,237

Coefficients de variation (écart-type/moyenne) pour le filtre de médiane glissante et le signal p149

Résultats pour le filtre en $\exp(-\alpha.T)$

Valeurs de critères	1 - 10	11 - 30	31 - 50	51 - 60
Tranche [-10;10] FAU	0,059	0,220	0,781	1,308
Tranche [-20;20] FAU	0,005	0,015	0,264	0,502
Mode	3,469	0,216	0,223	0,064
Fractile 90 %	0,343	0,122	0,220	0,017
Médiane	0,601	0,372	0,108	0,348
Moyenne	0,536	2,690	0,986	0,040
Ecart type	0,000	0,000	0,000	0,001

Coefficients de variation (écart-type/moyenne) pour le filtre en $\exp(-\alpha.T)$ et le signal p117

Valeurs de critères	1 - 10	11 - 30	31 - 50	51 - 60
Tranche [-10;10] FAU	0,021	0,143	0,715	1,372
Tranche [-20;20] FAU	0,007	0,026	0,493	1,189
Mode	2,054	1,308	0,771	0,000
Fractile 90 %	0,299	0,488	0,623	0,000
Médiane	4,541	0,974	1,130	0,000
Moyenne	7,003	5,848	45,951	0,004
Ecart type	0,000	0,000	0,000	0,002

Coefficients de variation (écart-type/moyenne) pour le filtre en $\exp(-a.T)$ et le signal p149

Détermination du paramétrage optimal

Filtre de moyenne mobile : choix du paramétrage de 30 FAU

Paramètre optimal	P117				P149			
	1 - 10	11 - 30	31 - 50	51 - 60	1 - 10	11 - 30	31 - 50	51 - 60
Tranche [-10 ; 10] FAU	30-150	30	15	15	30-150	30	45-60	15
Mode	45	15-150	15	15-60	30-45	15-45	15-30	15-30
Médiane	45-150	15-150	15-150	15-30	15-30	15-45	45-60	15-30
	Classe de bruits la plus discriminante							

Filtre de médiane glissante : choix du paramétrage de 15 FAU

Paramètre optimal	P117				P149			
	1 - 10	11 - 30	31 - 50	51 - 60	1 - 10	11 - 30	31 - 50	51 - 60
Tranche [-10;10] FAU	15-150	15-30	15-30	15-30	15-60	15-30	15	15
Mode	30-45	15-150	15-150	15-150	15-45	15-60	15	/
Médiane	45-150	15-45	15-150	15	15-30	15-150	15-30	/
	Classe de bruits la plus discriminante							

Filtre en $\exp(-\alpha.T)$: choix du paramétrage $\alpha=0.025$

Paramètre optimal	P117				P149			
	1 - 10	11 - 30	31 - 50	51 - 60	1 - 10	11 - 30	31 - 50	51 - 60
Tranche [-10;10] FAU	0,005-0,01	0,05	0,05	0,05	0,005-0,01	0,025	0,05	0,05
Mode	0,0075-0,01	0,025-0,05	0,025-0,05	0,5	0,0075-0,01	0,025	0,5	/
Médiane	0,005	0,025-0,05	0,025-0,005	0,005-0,05	0,01-0,025	0,025-0,05	0,025-0,05	/
Classe de bruits la plus discriminante								

Coefficients de variation (écart-type/moyenne) selon le critère et la classe de bruits pour la comparaison des filtres

Valeurs de critères	Moyenne simple	Médiane simple	Moyenne mobile (s=30)	Médiane glissante (s=15)	Exp(- $\alpha.T$) ($\alpha=0,025$)
Tranche [-10;10] FAU	0,089	0,475	0,614	1,077	0,089
Tranche [-20;20] FAU	0,031	0,286	0,317	0,280	0,031
Mode	3,456	0,004	0,179	0,016	3,456
Fractile 90 %	0,693	0,018	0,808	0,454	0,693
Médiane	0,632	0,005	0,094	0,497	0,632
Moyenne	2,337	0,025	0,722	0,214	2,337
Ecart type	0,003	0,009	0,015	0,045	0,003

Coefficients de variation (écart-type/moyenne) selon le filtre pour le signal p117

Valeurs de critères	Moyenne simple	Médiane simple	Moyenne mobile (s=30)	Médiane glissante (s=15)	Exp(- $\alpha.T$) ($\alpha=0,025$)
Tranche [-10;10] FAU	0,101	0,370	0,829	1,187	0,101
Tranche [-20;20] FAU	0,037	0,185	0,736	1,162	0,037
Mode	2,528	0,970	0,510	0,555	2,528
Fractile 90 %	0,533	1,045	0,700	0,097	0,533
Médiane	1,491	0,848	1,120	0,501	1,491
Moyenne	1,206	1,099	0,800	0,355	1,206
Ecart type	0,004	0,019	0,051	0,250	0,004

Coefficients de variation (écart-type/moyenne) selon le filtre pour le signal p149

Performance des filtres

Filtre optimal	P117				P149			
	1 - 10	11 - 30	31 - 50	51 - 60	1 - 10	11 - 30	31 - 50	51 - 60
Tranche [-10;10] FAU	Moy. mob.	Exp (- α .T)	Exp (- α .T)	Exp (- α .T)	Méd. gliss.	Exp (- α .T)	Exp (- α .T)	Moy. mob.
Mode	Moy. mob./ Méd. gliss.	Exp (- α .T)	Exp (- α .T)	Moy. mob./ Méd. gliss./ Méd. simp/ Exp (- α .T)	Moy. mob./ Méd. gliss.	Exp (- α .T)	Exp (- α .T)	Moy. mob.
Médiane	Moy. simp/	Exp (- α .T)	Exp (- α .T)	Moy. mob.	Moy. mob./ Méd. gliss./ Méd. simp/	Exp (- α .T)	Exp (- α .T)	Moy. mob.
	Classe de bruits la plus discriminante							

Chapitre 16. Annexe H : Valorisation de la recherche

Participation à des colloques

En France :

2^{ème} colloque de l'Ecole Doctorale Ville Environnement – 17 Janvier 2008 : « Ville Ephémère / Ville Durable, quels Acteurs pour la Ville de Demain ? »

- Mise en œuvre de la mesure en continu de la turbidité sur deux sites du réseau unitaire parisien - C. Lacour

3^{èmes} journées Doctorales en Hydrologie Urbaines (JDHU) - Nancy, France, 14-15 octobre 2008

- Potentiel d'amélioration apporté par la mesure en continu de turbidité pour la gestion des effluents de temps de pluie - C. Lacour, C. Joannis, G. Chebbo

Conférence STIC&Environnement – Calais, 16-18 Juin 2009

- Evaluation de flux annuels de polluants dans un réseau unitaire à partir de mesures en continu de turbidité : Sensibilité aux données de calibration – C. Lacour, C. Joannis, G. Chebbo

Colloque international :

11th International Conference on Urban Drainage (ICUD), Edinburgh, Scotland, UK, 2008

- Potential of continuous turbidity measurements for improving management of pollutant flows during wet weather - C. Lacour, C. Joannis, M.-C. Gromaire, G. Chebbo

Articles publiés

- Potential of turbidity monitoring for real time control of pollutant discharge in sewers during rainfall events - C. Lacour, C. Joannis, M.-C. Gromaire and G. Chebbo - *Water Science and Technology*, 59 (8)
- Assessment of annual pollutant loads in combined sewers from continuous turbidity measurements: Sensitivity to calibration data - C. Lacour, C. Joannis, G. Chebbo - *Water Research*, 43 (8)
- Amélioration potentielle de la gestion des effluents de temps de pluie grâce à des mesures de turbidité - C. Lacour, C. Joannis, G. Chebbo - *Techniques, Sciences et Méthodes (TSM)*, A paraître

Participation à un ouvrage collectif

Article dans l'ouvrage « Ville éphémère, ville durable, nouveaux usages, nouveaux pouvoirs » sous la direction de Frédéric de Coninck et de José-Frédéric Deroubaix

- Evolution des outils de gestion des eaux pluviales : vers une gestion en continu et intégrée à l'urbanisme pour atteindre les objectifs réglementaires de qualité. Adèle Bressy et Céline Lacour