

# **HYDROLOGIE DES BASSINS VERSANTS PERI-URBAINS EQUIPES DE RESEAUX SEPARATIFS**

**BILAN HYDROLOGIQUE QUANTITATIF ET QUALITATIF D'UNE ZONE PERI-  
URBAINE EQUIPEE D'UN RESEAU SEPARATIF**

**SUBVENTION DE RECHERCHE 01 DST 12**

**DIVISION EAU ET ENVIRONNEMENT  
JUN 2004**

## TABLE DES MATIERES

<b>1. Introduction</b>	3
<b>2. Le site d'étude et les analyses</b>	3
2.1 Présentation du site	3
2.2 Mesure des eaux pluviales	4
2.3 Mesure des eaux usées	7
2.4 Analyses	13
<b>3. Mesure des flux d'eau dans le réseau d'eaux pluviales</b>	13
3.1 Mesure de la pluie	13
3.2 Dans le réseau d'eaux pluviales	14
3.3 Dans le réseau d'eaux usées	15
3.4 Bilan par instrumentation de pelouse	17
<b>4. Mesure des flux d'eau dans le réseau d'eaux usées</b>	28
4.1 Vérification des débits	28
4.2 Disponibilité des mesures sur St Joseph de Porterie	31
4.3 Analyse des données	32
<b>5. Bilan quantitatif global</b>	39
<b>6. Qualité des eaux pluviales</b>	40
6.1 Mesure des concentrations	40
6.2 Charge en polluants	44
6.3 Caractérisation des sédiments du bassin de rétention	46
<b>7. Qualité des eaux usées</b>	51
7.1 Campagnes de mesures	51
7.2 Transport solide en réseau	51
7.3 Résultat des mesures de qualité	57
<b>8. Bilan qualitatif global</b>	59
<b>9. Conclusion</b>	60
<b>Bibliographie</b>	61

## **1 INTRODUCTION**

Depuis une dizaine d'années, une attention particulière est portée sur les rejets urbains de temps de pluie (RUTP) qui sont considérés comme une source importante de pollution (Pitt et al. 1995). De part leur teneur en éléments polluants (métaux traces, hydrocarbures), les RUTP peuvent contribuer à la dégradation des milieux naturels (Hoffman et al., 1985 ; Fram et al., 1987 ; Lee et Bang, 2000). Certaines études indiquent que la pollution liée aux RUTP représente 50 % de la charge polluante des rivières aux Etats Unis (Smullen, 1999).

Cependant, les études ont porté principalement sur les rejets de réseaux unitaires de grandes agglomérations et le comportement des systèmes séparatifs est peu étudié par la communauté scientifique. Les réseaux séparatifs méritent eux aussi d'être étudiés car la plupart des villes en zone périurbaine sont désormais équipées de tels systèmes.

Ces études s'avèrent complexes car la notion de bassin versant perd de sa pertinence en zone urbaine. En effet, ce type de zone est drainé par trois réseaux : deux sont artificiels (collecteurs d'eaux pluviales et d'eaux usées), le troisième est le réseau hydrographique naturel constitué par les écoulements de sub-surface. Ces trois réseaux ne sont généralement pas superposés et leurs exutoires sont géographiquement distincts, ce qui complexifie l'étude.

La zone périurbaine de St Joseph de Porterie à Nantes est équipée d'un réseau séparatif. Elle a fait l'objet d'un suivi quantitatif regroupant :i) la mesure des précipitations, ii) la mesure des flux d'eau dans les deux réseaux d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées.

Un suivi qualitatif des eaux pluviales a également été entrepris, assorti d'une analyse de la qualité des sédiments du bassin de retenue qui reçoit les eaux pluviales de la zone considérée. Quelques données concernant la qualité des eaux usées sont de plus disponibles.

La période d'étude s'étend de septembre 2002 à mars 2004 (décembre 2003 pour les analyses qualitatives).

## **2 LE SITE D'ETUDE ET LES ANALYSES**

### **2.1. Présentation du site**

La zone d'étude est située au Nord de Nantes, dans le quartier de St Joseph de Porterie. Le bassin versant des eaux pluviales correspond à la partie aval d'un bassin versant d'eaux usées. La zone identifiée couvre 88 ha. Elle est peu pentue avec une moyenne d'environ 1.5 %. L'habitat, constitué de constructions individuelles et collectives, est dans l'ensemble plutôt récent; il reste cependant quelques zones maraîchères au Nord et au Sud de la zone.

Le réseau d'eaux pluviales collecte le ruissellement provenant des surfaces revêtues - voirie et bâti - qui couvrent 30% de la surface totale de la zone. La zone est aussi couverte par un réseau d'eaux usées qui collecte les effluents produits sur le bassin versant, fait transiter les eaux usées du quartier de la Chantrerie via le poste de refoulement de Port la

Blanche et celles du quartier de Port des Charrettes. La figure 1 présente la zone d'étude de St Joseph de Porterie avec la localisation des deux réseaux et de leur exutoire.

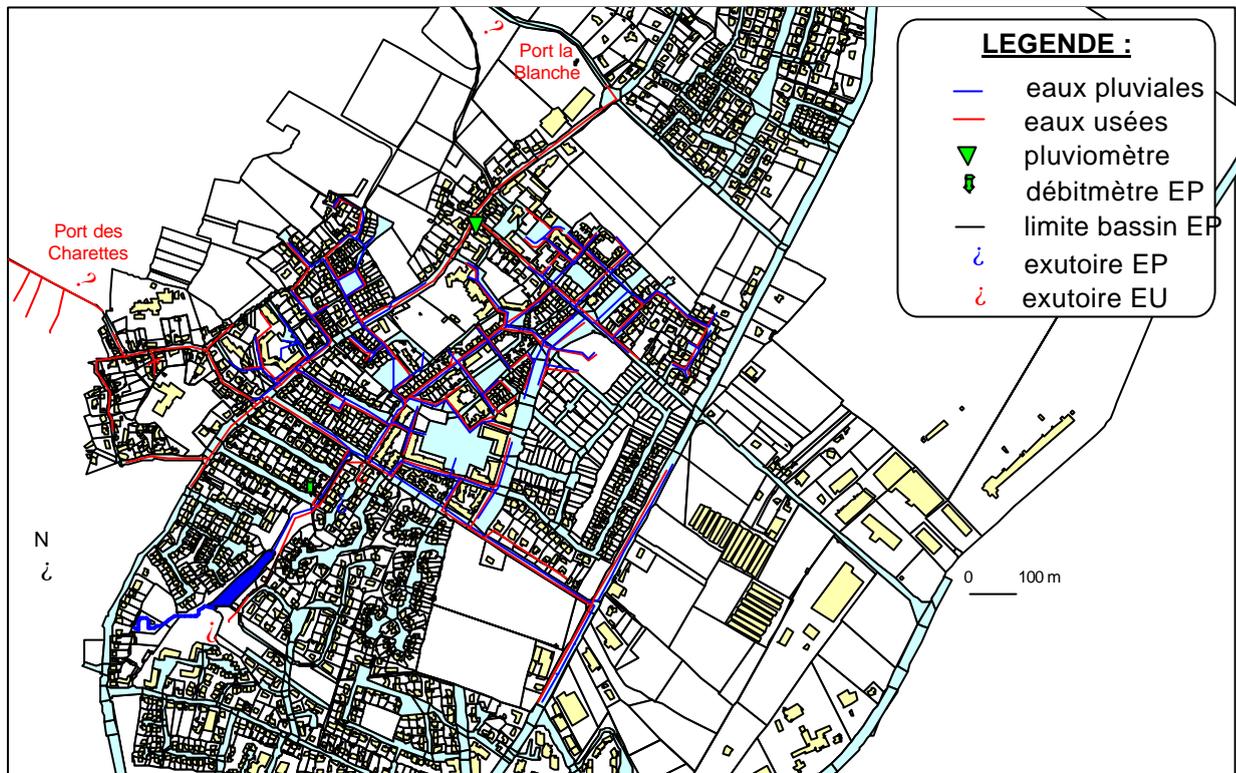


Figure 1 : Plan de la zone d'étude, quartier de St Joseph de Porterie à Nantes.

## 2.2. Mesure des eaux pluviales

La pluie est mesurée en continu à l'aide d'un pluviomètre, au pas de temps de la minute. Un autre pluviomètre est présent au voisinage (2 km) ce qui permet de valider les données et en cas de panne, de suppléer le pluviomètre situé sur la zone.

Pour les eaux pluviales, la chaîne de mesure a été installée dans un grand regard bétonné construit dans un coude du collecteur d'eaux pluviales de diamètre 2 m, posé sous l'allée de la Grange au Loup, à Saint-Joseph-de-Porterie. Des mesures de débit (hauteur d'eau - vitesse) effectuées pendant deux ans dans l'ouvrage ont permis de constater un écoulement continu, même en période sèche. Il semble donc évident que, compte tenu de la topographie des lieux, un petit ruisseau a été capté dans ce collecteur. Afin de ne prendre en compte que les eaux de ruissellement collectées, il est envisagé de ne s'intéresser qu'aux événements qui vont engendrer le dépassement d'un niveau de référence dans la canalisation. Ce niveau de référence (consigne de niveau) est facile à établir compte tenu de la particularité du site : un seuil, matérialisé par une canalisation traversant en fond de collecteur, maintient un niveau permanent minimum de l'ordre de 20 cm par temps sec, au niveau de la sonde de l'appareil de mesure, située 4 m en amont.

Dès qu'une pluie survient, la ligne d'eau monte très rapidement ; c'est à ce moment là que toute la chaîne de mesure est en action.

Celle-ci se compose d'un débitmètre enregistreur de marque SIGMA, modèle 950 AV, et d'un préleveur d'échantillons de même marque, modèle 900 P (figure 2).

Le débitmètre assure le déclenchement du préleveur par impulsion en fonction du volume écoulé dans le collecteur ( $50 \text{ m}^3$  depuis le début octobre 2002) et d'une consigne de niveau d'eau de 22 cm. Il stocke les heures de prélèvement ainsi que toutes les données de débit au pas de temps d'une minute. De même, il enregistre tous les événements et notamment les heures d'échantillonnages.

La récupération des données s'effectue à l'aide d'un micro-ordinateur portable de marque Toshiba, modèle T 1910 dans lequel est chargé le logiciel d'analyse des données « InSight ».

L'échantillonneur est installé dans sa configuration « monoflacon en verre de 9500 ml ». Il est asservi en mode débit par contrôleur de niveau (débitmètre SIGMA 950 AV), et prélève un échantillon de l'ordre de 70 ml dans la minute suivant le dépassement de la cote de 23 cm dans le collecteur, puis tous les  $50 \text{ m}^3$  tant que le niveau n'est pas descendu sous 22.5 cm. Les figures 2 et 3 montrent l'installation du système de mesure dans le collecteur.



*Figure 2 : Positionnement du système de mesure dans le collecteur d'eaux pluviales*



*Figure 3 : Détail de la chaîne de mesure Eaux pluviales*

### **2.3 Mesure des eaux usées**

Comme indiqué au §2.1 «présentation du site », les eaux usées des quartiers amont de Port des Charettes et de la Chantrerie transitent par le réseau du bassin de Saint-Joseph de Porterie. Il faut donc pour connaître les apports de ce dernier, retrancher les apports du poste de relèvement de Port des Charettes et ceux du poste de refoulement de Port La Blanche (correspondant à la Chantrerie). Ces postes ont donc été équipés de matériels de mesure.

L'exutoire des eaux usées du bassin de Saint Joseph est très proche de celui de l'exutoire eaux pluviales, ce qui facilite les opérations de terrain (cf. figure 1).

#### **2.3.1 Poste de relèvement de Port des Charettes**

Le quartier de Port des Charettes possède un petit poste de relèvement situé en bordure de la rive gauche de l'Erdre et équipé de 2 pompes.

Ce poste a été équipé d'une centrale d'acquisition CR2M qui toutes les heures enregistre le temps de fonctionnement des pompes, ces données étant relevées chaque quinzaine. Les compteurs des pompes étaient en outre relevés afin de les comparer aux enregistrements de la centrale.

Un suivi de débitmétrie a été fait sur 2002 et 2003. D'après ce suivi les volumes journaliers sont proches de 1 m<sup>3</sup> pendant la période 2002 et 2003, avec cependant une pointe isolée de 9 m<sup>3</sup> à la fin de l'année 2002. Cette pointe correspond à une pluviométrie importante associée à une période de nappe haute, et pourrait donc être due à des eaux parasites.

Ces volumes journaliers étant négligeables, ce poste ne sera pas pris en compte dans le calcul des débits du bassin versant.

### 2.3.2 Poste de refoulement de Port La Blanche

Ce poste de refoulement qui récupère les eaux usées de la Chantrerie (zone universitaire et zone tertiaire) se situe aussi en bordure de la rive gauche de l'Erdre en amont de Port des Charettes. Il représente un poids important (environ les 2/3 du débit) dans le volume des eaux usées qui transitent sur le bassin de Saint-Joseph.

Ce poste important comporte une salle des pompes au niveau inférieur, juxtaposée à la bache (27 m<sup>3</sup>), et au niveau supérieur la salle des équipements électriques.



*Figure 4 : Station de pompage de Port-la blanche pendant les travaux de transformation (début 2004)*

L'eau usée qui arrive de la Chantrerie se déverse dans un puits, un orifice de diamètre 43 cm aménagé en bas du puits permet l'évacuation des eaux vers la bache.

Ces eaux sont reprises par 2 pompes dimensionnées pour un débit de 70 l/s, qui fonctionnent alternativement.

#### Contrôle du débit exact des 2 pompes

1) Un contrôle avec un débitmètre électromagnétique a donné 58.1 l/s pour la pompe P1 et 61 l/s pour la pompe P2.

2) Un autre contrôle a été effectué par chronométrage des bachees :

$$\text{débit} = \text{volume bache} * (1/T1 + 1/T2)$$

où T1 temps de remplissage et T2 temps de vidange de la bache.

Les temps de vidange et de remplissage étant enregistrés, une estimation sur le mois de novembre 2003 a donné des résultats très proches de ceux du débitmètre électromagnétique.

#### Calcul des débits de Port la blanche

Le système d'acquisition Octopus permet d'horodater le temps de fonctionnement de chacune des pompes. Ces temps de fonctionnement multipliés par le débit des pompes donnent les débits de Port la blanche.

### Mesure de la qualité

Un préleveur échantillonneur était installé d'une manière ponctuelle, à chaque campagne de mesure. Il s'agit d'un préleveur ISCO à pompe péristaltique, dont la vitesse de prélèvement 50 cm/s est conforme aux normes. Le pilotage du préleveur était asservi au démarrage de la pompe P2.

### 2.2.3 Localisation du point de mesure à l'exutoire du bassin

#### Premier emplacement

Le matériel a tout d'abord été installé dans un regard à l'aval du réseau, d'un accès facile et devant théoriquement bénéficier de l'alimentation électrique du secteur.

Par la suite on a constaté que ce site n'était pas favorable à la débitmétrie, du fait de turbulence et d'une faible hauteur d'eau pendant l'été.

#### Emplacement final

Le matériel a donc été déplacé le 10/10/2002 dans un regard situé à quelques mètres du regard où est installée la débitmétrie eaux pluviales situé dans l'allée de la Grange au Loup. Le collecteur de 400mm est implanté à 2 mètres de profondeur et récupère dans ce regard les eaux usées de 2 petits collecteurs de diamètre 150 mm dont l'apport est négligeable.

L'installation du capteur de débitmétrie s'est faite juste en amont de ce regard. Il est fixé en fond du collecteur sur un feuillard plaqué sur la paroi du collecteur par un extenseur dans sa partie haute (cf. figure 5).



*Figure 5 : Fixation du capteur de débitmétrie dans le collecteur.*

### 2.3.4 Principe de la mesure débitométrique et stratégie d'acquisition de données à l'exutoire – matériel installé

#### Principe de la mesure de débitmétrie :

Une simple mesure de hauteur d'eau ne pouvait convenir sur ce site car les conditions d'écoulement ne sont pas favorables à l'application de relations hauteurs/débits.

On a donc installé un débitmètre équipé d'une sonde mesurant à la fois la hauteur par mesure de la pression d'eau et la vitesse de l'eau par effet Doppler.

A partir de ces données de hauteur et de vitesse, le débitmètre détermine le débit par la formule :

$$Q(\text{m}^3/\text{s}) = S * V$$

Où S (m<sup>2</sup>) est la surface mouillée déduite de la hauteur d'eau et de la forme géométrique du collecteur, et V (m/s) la vitesse moyenne d'écoulement, déterminées par le débitmètre.

#### Réglage du débitmètre, acquisition des données et maintenance

Le débitmètre est équipé d'une centrale d'acquisition intégrée. La mesure de vitesse est réglée en usine, mais la mesure de la hauteur d'eau doit bien entendu être adaptée suivant le positionnement de la sonde sur le site. On règle cette hauteur en l'ajustant à une mesure directe de la hauteur d'eau avec un réglelet.

La limite inférieure de la mesure de vitesse est de 5 cm/seconde, cette valeur étant très rarement atteinte sur ce site. Les valeurs inférieures sont enregistrées à 5cm/s.

Les hauteurs et vitesses étaient enregistrées toutes les minutes, avec une autonomie de 41 jours.

Les données étaient récupérées au maximum tous les 15 jours à l'aide d'un ordinateur portable.

La maintenance courante se résumait au changement de batterie (type batterie de voiture), et au remplacement du dessicant de la mise à l'air du capteur de hauteur pressiométrique.

#### Implantation du matériel

Le transmetteur du débitmètre et la batterie d'alimentation étaient fixés en paroi du regard (cf. figure 6). Le préleveur échantillonneur était positionné sur une plate-forme amovible fixée sur un échelon de l'échelle de descente dans ce regard.



Figure 6 : installation du matériel de mesure dans le collecteur eaux usées

Le préleveur est du même type que celui installé à Port La Blanche et décrit précédemment. Il était asservi au débit, une impulsion de prélèvement étant déclenchée lorsqu'un certain volume d'eau avait transité dans le collecteur. Ce préleveur était équipé de 24 flacons de 1 litre.

Le tuyau de prélèvement était guidé par une gaine verticale fixée en paroi du regard (cf. figure 7).



*Figure 7 : Prélèvement de l'effluent dans le collecteur.*

### 2.3.5 Problèmes techniques rencontrés sur l'instrumentation à l'exutoire

#### Ensablement de la sonde

Après 4 mois de fonctionnement satisfaisant, le capteur débitmétrique s'est ensablé. Le service Assainissement de la Communauté Urbaine de Nantes (CUN) a fait intervenir une hydrocureuse. Plusieurs hydrocurages dans le collecteur principal sur plusieurs centaines de mètres ont été nécessaires pour régler ce problème.

Les mesures ont de ce fait été arrêtées plusieurs mois, et à la suite de ces hydrocurages les conditions hydrauliques ont changé : vitesses plus élevées et hauteurs d'eau plus basses. Pour rétablir une hauteur d'eau conforme au bon fonctionnement de la sonde, un seuil a été fabriqué et testé à différents endroits du collecteur en aval de la sonde.

#### Installation d'un seuil de hauteur pour rehausser la ligne d'eau

La présence d'un seuil de 12 cm de hauteur dans un collecteur de 40 cm de diamètre pendant une année présentait un risque d'obstruction du réseau. La conception et la pose de ce seuil ont donc été soumises à l'autorisation de la CUN.

La forme du seuil a été conçue en évitant toute partie anguleuse sujette à accrocher les éléments grossiers présents en permanence dans les eaux usées.

Le seuil a été placé à 2 mètres en aval de la sonde de mesure pour ne pas perturber le fonctionnement de celle-ci, le niveau d'eau était alors suffisamment rehaussé.

Ce seuil était retenu par un feuillard de 1 mètre de long placé en fond du collecteur et repris par une tôle épousant la forme du collecteur au niveau du regard (cf. figure 8). Le débitmètre a été réinstallé début juillet 2003.



*Figure 8 : Seuil de hauteur avec le feuillard et la tôle de fixation.*

#### Présence de sulfure d'hydrogène :

La présence du gaz toxique sulfure d'hydrogène (H<sub>2</sub>S) a été constatée à plusieurs reprises dans le collecteur quelques minutes après le démarrage des pompes de refoulement de Port La Blanche.

Ceci a entraîné des remises à neuf régulières des connexions électriques corrodées par ce gaz. Par ailleurs un détecteur de gaz a été utilisé pour les interventions sur le site.

## **2. 4. Analyses**

Pour toutes les analyses, les réactifs utilisés étaient de qualité ultra pure (Merck Suprapur ou Pro Analysis). Toute la verrerie était nettoyée avec de l'acide nitrique à 10 % et rincée à l'eau ultra pure. Pour les métaux les analyses ont été effectuées sur les échantillons bruts acidifiés avec un pH inférieur 2 et, sur les échantillons filtrés sur une membrane de 0.45 µm de porosité puis acidifiés avec un pH inférieur à 2.

La demande chimique en oxygène (DCO), le pH et les matières en suspension (MES) ont été déterminés selon les normes françaises pour l'analyse des sols (AFNOR, 1999).

Les métaux traces ont été analysés par absorption atomique en four graphite (Varian SPECTRAA300). Une solution de contrôle qualité interne était incorporée dans chaque série d'analyses.

L'azote kjeldahl (NF EN 2566), les hydrocarbures aromatiques polycycliques (NFT 90-115) et certains herbicides (NF EN ISO 11369) ont également été mesurés. Une partie des échantillons d'eaux usées ont été analysés par un laboratoire agréé suivant des normes identiques.

Le schéma d'extraction séquentielle du BCR (Quévauviller et al., 1993) est utilisé pour évaluer la mobilité des métaux traces. Ce schéma opérationnel en 4 phases permet de déterminer les phases dites : « échangeable », « oxydes », « matière organique » et « résiduelle ».

### 3. MESURE DES FLUX D'EAU DANS LE RESEAU D'EAUX PLUVIALES

#### 3.1 Mesure de la pluie

Les données pour la période étudiées ne sont pas en continues, suites à des problèmes de capteurs ou de validations. En ce qui concerne la pluie, la moyenne validée de deux pluviomètres est normalement utilisées. Le tableau I récapitule les périodes pris en compte dans ce bilan.

*Tableau I : périodes prises en compte pour la validation des données pluviométriques*

Date
Du 01/09/02 au 08/09/02
Du 16/09/02 au 01/01/03
Du 14/01/03 au 07/10/03
Du 10/10/03 au 19/02/04
Du 24/02/04 au 19/03/04
Du 20/03/04 au 31/03/04

Pour l'étude, la pluie est connue en continu au pas de temps de 1 min. La hauteur précipitée est de 1470 mm. Au cours de cette période, 141 événements pluvieux ont été identifiés et leurs caractéristiques sont résumées dans le tableau II. Ils représentent une hauteur d'eau totale de 1292 mm, soit 88 % de la pluie totale. Un événement est identifié si l'intensité de pluie dépasse  $2 \text{ mm h}^{-1}$  sur un pas de temps de 5 min.

*Tableau II : Caractéristiques des 141 événements pluvieux identifiés.*

Hauteur de pluie totale (mm)	Hauteur de pluie (mm)		Durée (min)		Intensité maximum (mm/h au pas de temps de 5 min)		Durée période sèche précédente (min)	
	Moyenne	Médiane	Moyenne	Médiane	Moyenne	Médiane	Moyenne	Médiane
1470	9.2	6.4	401	350	10.8	7.9	5315	1890

#### 3.2 Dans le réseau d'eaux pluviales

##### 3.2.1 A l'échelle de la période

La validation des mesures de débit a nécessité de rejeter quelques périodes. Notamment un débit continu anormalement élevé a été constaté pendant certaines période du printemps - été 2003. La vitesse est faible ce qui ne permet pas toujours à la sonde Doppler de donner des résultats. Donc pour ces périodes, le débit est estimé à zéro.

Le volume d'eau évacué par le réseau sur toute la période après correction des données est de 445 000 m<sup>3</sup>. Le bassin versant ayant une surface de 88 ha, le volume équivalent au 1470 mm de pluie est de 1 293 600 m<sup>3</sup>. Donc le réseau d'eau pluviale du bassin de St Joseph évacue à l'échelle de la période étudiée 34 % de la pluie.

Le volume total des débits au cours des 141 événements pluvieux identifiés est de 299 705 m<sup>3</sup>. Comme nous l'avons vu précédemment, ces pluies représentent 88% de la pluie total sur St Joseph. En conservant cette proportion, le débit de temps de pluie dans le réseau d'eau pluvial de St Joseph est estimé à 340 573 m<sup>3</sup>, soit 26% de la pluie. C'est une valeur légèrement inférieure au coefficient d'imperméabilisation du bassin versant qui est de 30%.

### 3.2.2 A l'échelle de l'événement pluvieux

Pour chaque événement pluvieux identifié, le coefficient d'écoulement ( $C_e$ ) dans le réseau d'eaux pluviales est calculé comme le rapport du volume du débit sur le volume de la pluie. La distribution des 141  $C_e$  est représentée figure 9. Leur moyenne vaut 0.2, ce qui est inférieur au coefficient d'imperméabilisation de la zone de St Joseph. Les  $C_e$  sont aussi variable d'un événement pluvieux à l'autre ; la série a un écart type de 0.1. Sur les 141 évènements, 33 possèdent un  $C_e$  supérieur au coefficient d'imperméabilisation. Le rôle du sol dans la formation des débit de ces événements est donc non négligeable. Il peut provenir de ruissellement sur les surfaces naturelles, d'infiltration d'eau du sol dans le réseau et des sources. Les événements pluvieux associés sont soit très intenses, soit courants mais survenant après une période très pluvieuse.

Ce type de résultats avec des  $C_e$  en moyenne inférieurs au coefficient d'imperméabilisation de la zone, variable d'un événement pluvieux à l'autre et avec certaines valeurs supérieures au coefficient d'imperméabilisation sont connus sur d'autres bassins versants.

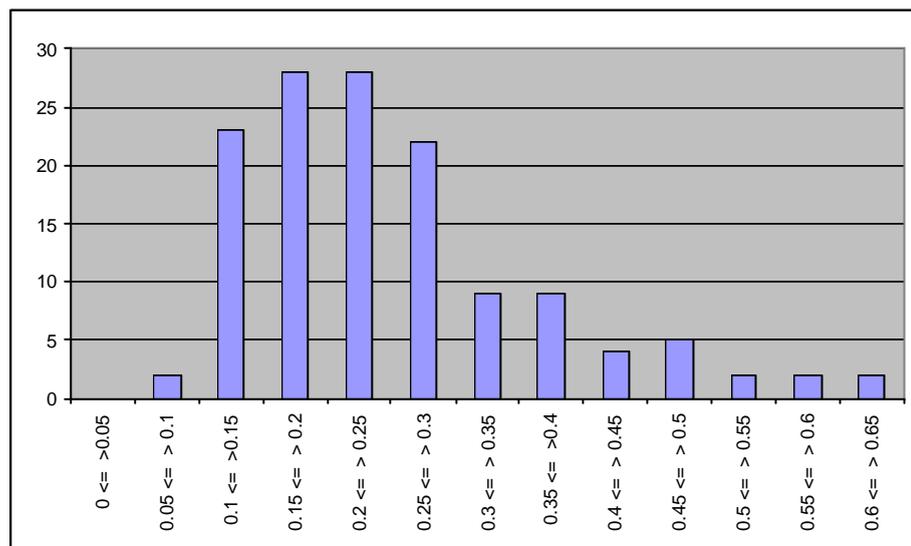


Figure 9 : Distribution du coefficient d'écoulement dans le réseau d'eaux pluviales pour les 141 événements pluvieux identifiés

### 3.3 Dans le réseau d'eaux usées

Dans les réseaux d'eaux usées s'écoule de l'eau pluviale soit par infiltration d'eau du sol par des défauts d'étanchéité (Eau parasite d'infiltration: Epi) soit par mauvais raccordement d'eaux pluviales de surface (Eau parasite de captage : Epc). A partir des mesure de débit dans le réseau d'eaux usées, l'importance des eaux parasites peut être estimée.

Les mesures dans le réseau d'eaux usées ont rencontré d'importantes difficultés, particulièrement en 2003. Suite à une critique / validation rigoureuse des données, nous nous sommes intéressés à la période du 04/07/2003 au 31/3/2004.

Sur cette période le volume d'Epi déterminé est de 22 530 m<sup>3</sup> et le volume d'Epc est de 18340 m<sup>3</sup>, soit un total de 40 870 m<sup>3</sup>. La quantité de pluie précipitée en même temps est de 715 mm soit 629 200 m<sup>3</sup> et la quantité d'eaux pluviales évacuée par le réseau d'eaux usées représente donc 6.5% de cette pluie ce qui est non négligeable.

La figure 10 montre pour l'évènement pluvieux du 25-26 décembre le débit dans le réseau d'eaux pluviales par rapport aux eaux parasites dans le réseau d'eaux usées. Les Epi varient très peu lors de l'évènement alors que les Epc suivent bien l'évolution de la pluie.

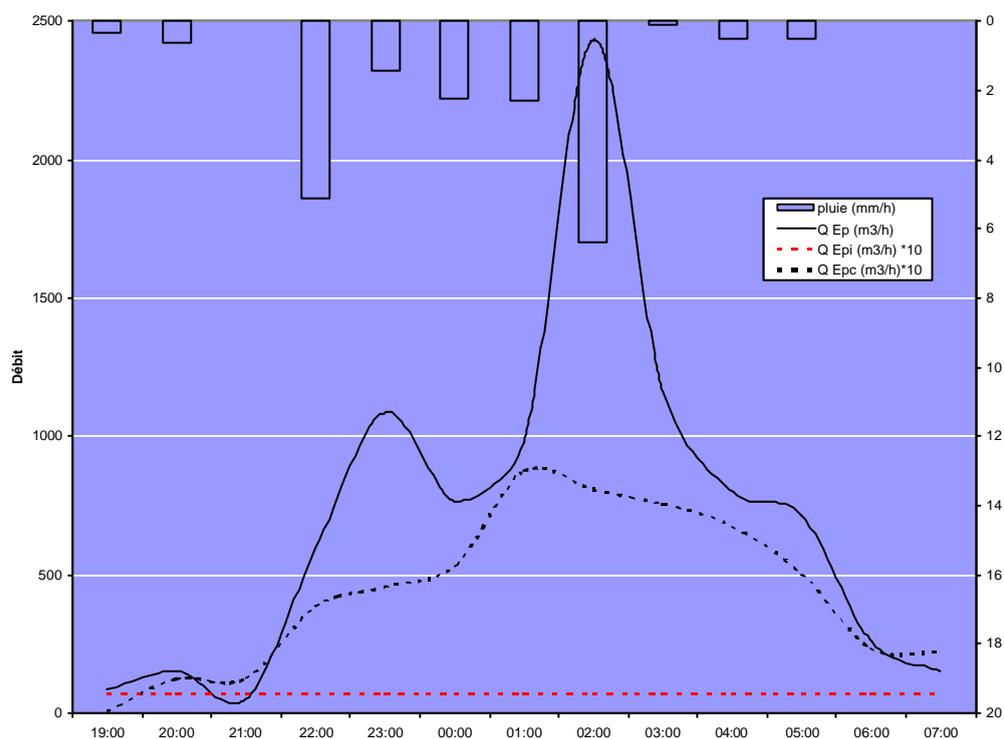


Figure 10 : Débits d'eaux pluviales lors de l'évènement du 25-26/12. En continu dans le réseau d'eaux pluviales et en pointillés dans le réseau d'eaux usées. Pour être plus lisible les Epi et Epc ont été multipliées par 10.

Par événement pluvieux, il est possible de déterminer à partir de la surface de la zone, de la pluie et des débits d'Epc l'aire des surfaces mal raccordées dans le réseau d'eaux usées. L'estimation a été réalisée pour trois événements (Tableau III) : 1.4 ha de surfaces mal raccordées sont en moyenne identifiées.

Tableau III : Estimation des surfaces mal raccordées dans le réseau d'eaux usées pour trois événements pluvieux

Événement	Pluie (mm)	Volume Pluie (m <sup>3</sup> )	Volume Epc (m <sup>3</sup> )	Rapport V <sub>epc</sub> / V <sub>pluie</sub>	Surfaces mal raccordées
24/10	18.75	16500	253	1.5 %	1.3 ha
12/12	4.28	3766	49	1.3 %	1.1 ha
21-22/12	24.1	21208	343	1.6 %	1.4 ha

### 3.4. Bilan Hydrique par instrumentation de pelouses

En cas de précipitation, le bilan d'eau au sein du bassin versant implique que la variation de la masse totale d'eau présente dans le bassin corresponde à la somme du volume précipité (P) retranchée du volume ruisselé (Q) et évaporé (E) et du volume amené par l'amont (Q<sub>A</sub>) retranché du volume partant vers l'aval (Q<sub>a</sub>) (Figure 11). Le bilan de masse se traduit donc par :

$$\Delta M_w = P - Q - E + Q_A - Q_a \quad (1)$$

On peut physiquement traduire cette équation pour les deux cas : temps de pluie et temps secs. En cas de pluie, le volume précipité (P-Q, E = 0) sert à humidifier le bassin versant ( $\Delta M_w$ ) et à nourrir la nappe (Q<sub>a</sub>-Q<sub>A</sub>). En cas de temps secs, l'évaporation en surface (E) sera nourrie par l'eau présente dans le bassin ( $\Delta M_w$ ) et l'eau de la nappe (Q<sub>a</sub>-Q<sub>A</sub>). Attention, les volumes sont des valeurs algébriques, ce qui permet de tenir compte du sens des flux.

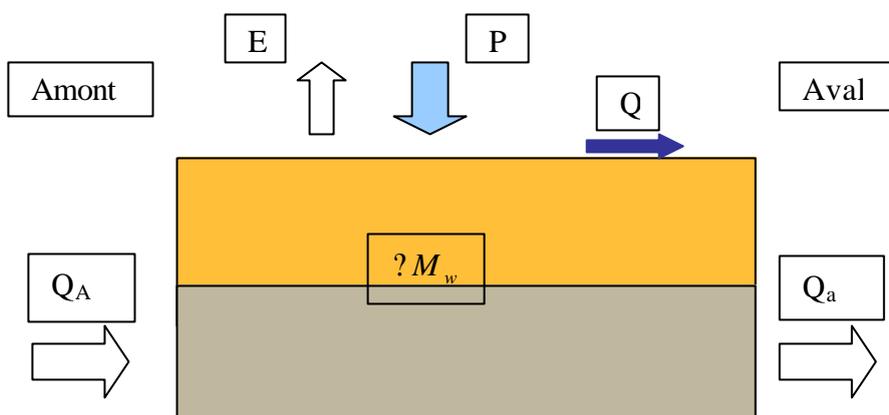


Figure 11 : schéma simplifié du bilan d'eau du bassin versant (P = Pluie / Q = Ruissellement / E = évaporation / Q<sub>A</sub> = flux de l'amont vers le bassin versant / Q<sub>a</sub> = flux du bassin versant vers l'aval).

L'objectif de cette étude est d'étudier le bilan de masse au niveau du bassin versant. Les données précédentes nous permettent de quantifier les volumes précipité et ruisselé. Il nous reste à déterminer l'évaporation (E) ainsi que les échanges avec les bassins versants amont ( $Q_A$ ) et aval ( $Q_a$ ). Il est important de noter que l'évaporation ne concerne que les surfaces végétalisées. On néglige l'évaporation au niveau des surfaces urbaines. L'instrumentation n'a donc concerné que les pelouses.

### 3.4.1 Détail des méthodes d'estimation des flux et du stock d'eau / instrumentation

#### 3.4.1.1 Evaluation du stock d'eau dans les pelouses.

La variation du stock d'eau dans le bassin versant peut résulter de la variation du profil vertical de la teneur en eau et / ou de la position de la nappe. En conséquence, il faut instrumenter le site avec des sondes TDR (pour la détermination de la teneur en eau en fonction de la profondeur  $z$ ) et avec des piézomètres (pour déterminer la position de la nappe).

Une série de piézomètres situés en un point haut du bassin et en un point bas nous fournira les informations nécessaires. Le piézomètre (Figure 12) est un tube bouché et percé à son extrémité (crépine) dans lequel on place un capteur de pression. Grâce à chaque piézomètre, on mesure la charge hydraulique  $H$  à la profondeur de la crépine. Dans notre cas, il a été décidé d'installer deux piézomètres par sites situés à 4 et 3 m de profondeur au point bas et à 3.5 et 2.5 m au point haut. Des problèmes à la mise en place nous ont empêchés de forer plus profondément pour le point haut. L'altitude est de 30 m pour le point haut et de 18 m pour le point bas.

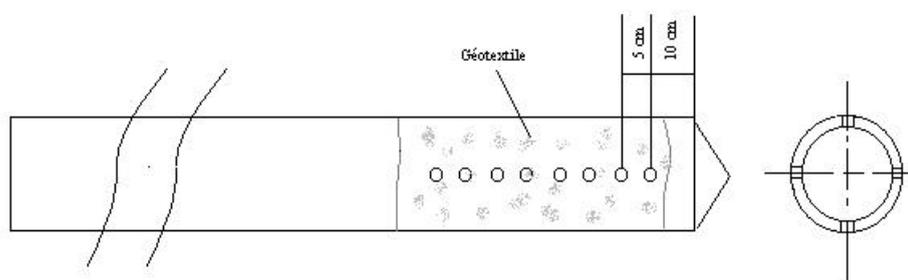


Figure 12 : schéma de description d'un piézomètre

La pelouse du bas du bassin a été instrumentée avec des sondes TDR pour la mesure de la teneur en eau. (Figure 13). Ce système se sert de la variation de propagation d'une onde électromagnétique le long d'un guide d'onde en fonction de la teneur en eau du sol. Nous avons placé les sondes TDR à différentes profondeurs dont 10, 25 et 57 cm. Les sondes TDR 1, 2 et 3 se trouvent respectivement à -10, -25 et -57 cm. La position de la nappe à l'aide des piézomètres, permet d'avoir une donnée supplémentaire, à savoir la profondeur correspondant à la teneur en eau à saturation. Le profil de teneur en eau comporte donc 4 données dont les trois premières sont issues des sondes TDR et la 4<sup>ème</sup> des piézomètres. Comme l'indique la Figure 14, le sol se trouve remanié sur une profondeur de 50-60 cm avec la mise en place de géotextiles. Cependant, le sol montre une certaine homogénéité granulométrique sur les 60 premiers centimètres. La stratification du milieu sera prise en compte au moment de l'interprétation des résultats.



Figure 13 : Exemple de sonde TDR à trois branches

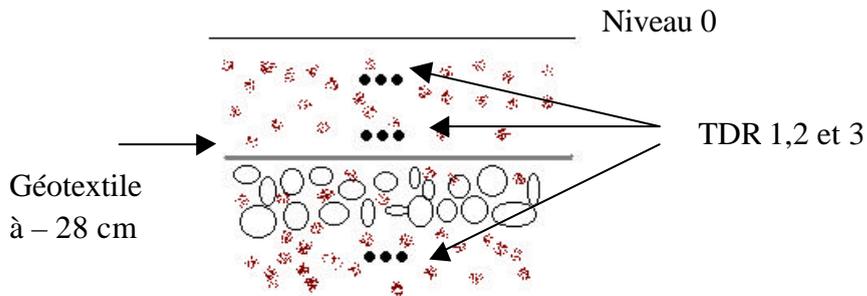


Figure 14 : - Coupe du sol et positionnement des sondes TDR

Le stock d'eau global est ainsi estimé à partir du profil de teneur en eau dans le bassin. Le stock peut être estimé en considérant une approximation linéaire entre chaque sonde TDR et entre la sonde TDR située à 57 cm et la nappe (Figure 15). Cette approximation linéaire bien que relativement grossière doit suffire pour avoir un ordre de grandeur. La masse d'eau contenue entre deux points des mesure est estimée par le produit hauteur\*surface du bassin\*teneur en eau moyenne. Pour la première tranche, la teneur en eau au niveau de la surface est estimée en considérant que la pente entre cette teneur en eau et celle mesurée à 10 cm est égale à la pente de la tranche suivante (i.e. entre 10 cm et 23 cm).

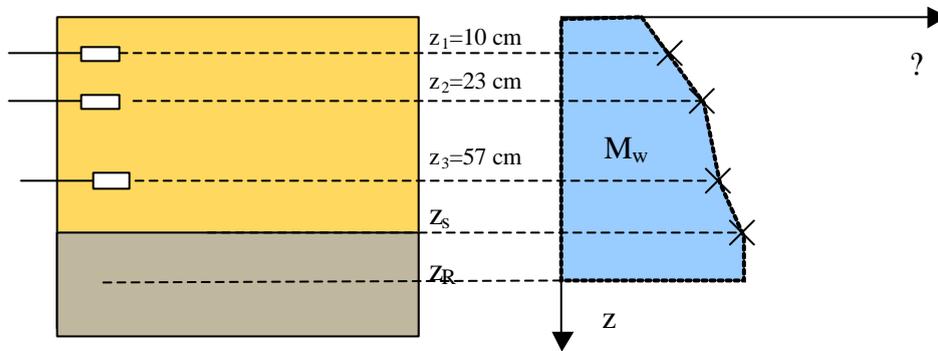


Figure 15 : description du profil de teneur en eau à partir des données.  $Z_R$  est une profondeur de référence et  $Z_s$ , la profondeur de la nappe.

Dans ces conditions, le profil peut être estimé par la formule suivante :

$$M_w = \frac{\theta_0 - \theta_1}{2} z_1 + \frac{\theta_1 - \theta_2}{2} z_2 + \frac{\theta_2 - \theta_3}{2} z_3 + \frac{\theta_3 - \theta_s}{2} z_s + \theta_s (z_s - z_R) + \theta_s z_s$$

(2)

avec  $\theta_0 = \theta_1 + \frac{\theta_2 - \theta_1}{z_2 - z_1} z_1$

### 3.4.1.2 Evaluation des flux d'évaporation (E) et de l'écoulement dans le bassin versant

De manière à savoir si on est en régime stationnaire (ni évaporation / ni infiltration), en régime d'évaporation (flux d'eau du bas vers le haut) ou d'infiltration (flux d'eau du haut vers le bas), il est nécessaire de caractériser l'écoulement au sien du bassin versant.

Pour cela, nous avons instrumenté le site avec des tensiomètres. Cet appareil de mesure est constitué d'une bougie poreuse collée à un tube PVC et reliée à un capteur de pression par l'intermédiaire d'une réserve d'eau (Figure16). Au départ l'eau contenue dans le tensiomètre est à pression atmosphérique, lorsque le tensiomètre est placé dans le sol, l'eau du sol, d'une pression généralement inférieure à la pression atmosphérique, exerce une succion qui équilibre les pressions de l'eau du tensiomètre et de l'eau du sol. Ceci est rendu possible car la bougie poreuse est perméable à l'eau mais imperméable à l'air. Avec ce système nous mesurons la charge hydraulique totale H, à un décalage de côte près. Trois tensiomètres ont été installés aux profondeurs suivantes : 20, 40 et 60 cm de manière à avoir un profil de succion (h) et de charge hydraulique (H). Le profil comprend donc ces trois points de mesures ainsi que le point supplémentaire de la nappe associée à une succion nulle (h=0, H = z<sub>s</sub>). La remontée capillaire dans le piézomètre est négligée.

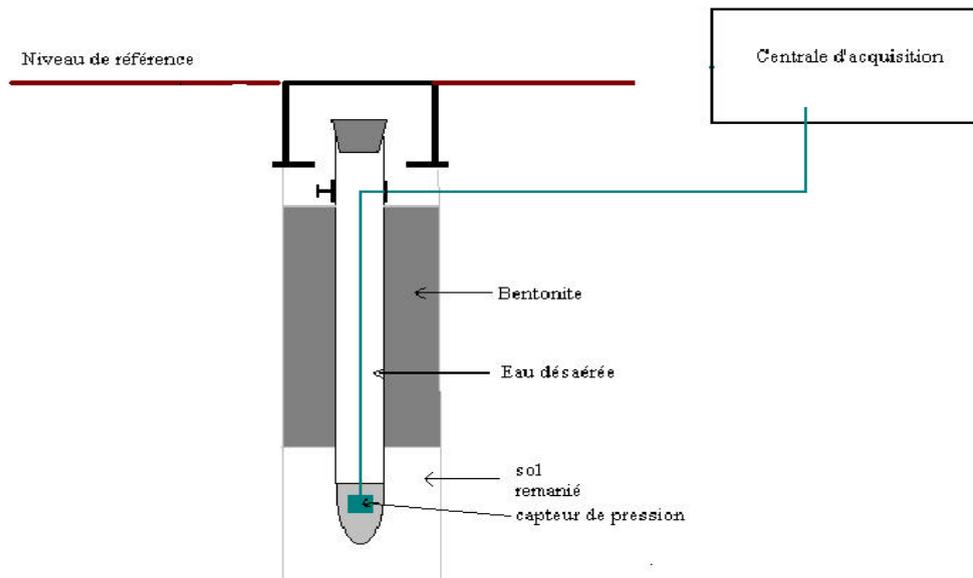


Figure16 : Schéma d'un ensemble de mesure tensiométrique

Les signes des gradients hydrauliques permettent de déterminer les zones d'infiltration (zones de flux dirigés vers le bas) et les zones où les flux s'effectuent du bas vers le haut (Figure17). Ces flux peuvent être estimés par la loi de Darcy (en multipliant les gradients hydrauliques par la conductivité hydraulique du sol pour chaque point de mesure i) :

$$q_i = K_i = K \frac{H_i - H_{i+1}}{z_i - z_{i+1}} \quad (3)$$

avec  $H_i$  ?  $z_i$  ?  $h_i$  (point de mesure i)

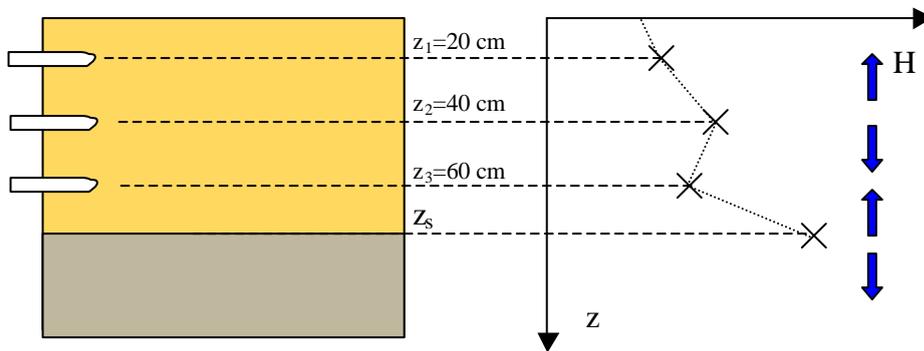


Figure 17 : équipement du site avec les sondes tensiométriques (les flèches bleues indiquent le sens de l'écoulement, des hauteurs hydrauliques les plus fortes vers les plus faibles).

Cette méthode s'applique plus facilement pour la détermination de l'évaporation dans la mesure où la teneur en eau ne varie beaucoup au cours du temps que dans le cas de l'infiltration. En cas contraire (variation de la masse au sein de la tranche), l'approximation linéaire est fautive. La détermination des autres flux permettent de comprendre l'écoulement dans le milieu. Enfin, cela permet d'estimer les volumes évaporés à partir des flux d'évaporation estimés au voisinage de la surface sol. On suppose, à l'échelle du bassin versant que les processus d'évaporation / infiltration s'effectuent essentiellement au niveau des surfaces végétalisées (pelouses), les surfaces urbaines étant considérées imperméables.

La méthode présentée ci-dessus nécessite la connaissance de la conductivité hydraulique  $K$ . Lorsque le milieu est saturé, celle-ci est égale à la conductivité hydraulique à saturation. En cas de non-saturation du milieu, la conductivité hydraulique peut drastiquement baisser et poser des problèmes pour l'estimation des flux. Dans ce cas, il conviendrait de faire des tests spécifiques de mesures de la conductivité en non saturé. La perméabilité à saturation du sol a été déterminée selon la méthode de Hvorslev (Figure 18). Cette méthode se base sur le temps nécessaire à la remise à niveau de l'eau dans un piézomètre après pompage pour obtenir la perméabilité à saturation. L'équation de Hvorslev pour le calcul de perméabilité est la suivante :

$$K_s = \frac{R^2 \cdot \ln(L/R)}{2 \cdot L \cdot T_0} \quad \text{pour } L/R > 8 \quad (4)$$

où  $R$  est le rayon du piézomètre,  $L$  est la longueur de la zone crépinée,  $T_0$  est le temps pris par l'eau pour passer du niveau de pompage ( $H_0$ ) à une hauteur ( $h$ ) donnée par la formule suivante :

$$h = 0.63 \cdot H = 0.37 \cdot H_0 \quad (5)$$

où  $H$  donne la profondeur de la nappe,  $H_0$  la profondeur de l'eau après pompage.

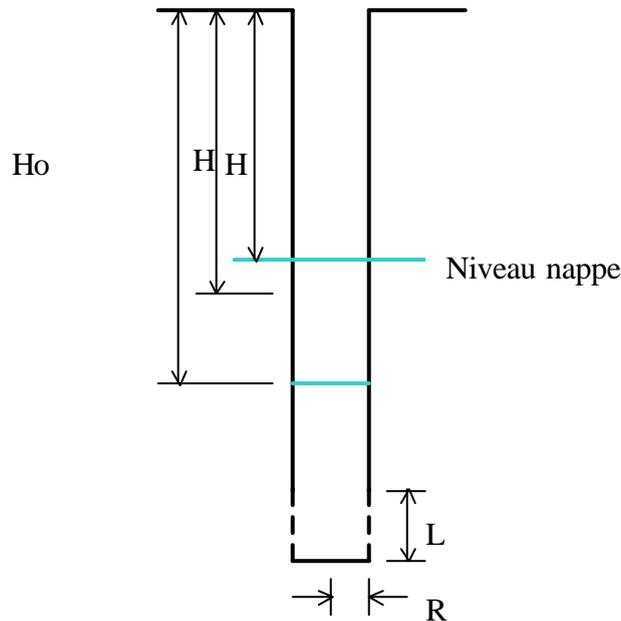


Figure 18 : Géométrie du piézomètre et principe de l'essai de détermination de la conductivité hydraulique à saturation

Nous avons vidés plusieurs fois les trois piézomètres suivant : PZB300 et 400 et PZH350. Les résultats sont tous proches. Donc on considère le sol homogène avec une perméabilité à saturation de  $4 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$  ? 20 %. L'effet du pompage est visible sur les graphiques traçant l'évolution de la hauteur hydraulique en fonction du temps : janvier et février 2004.

L'évaporation pourra être estimée à partir du flux traversant de bas en haut la première tranche en contact avec l'air (entre 0 et  $z_1$ ) par l'approximation linéaire décrite ci-dessus. La validité de cette approche par approximation linéaire sera vérifiée par le contrôle de la variation dans le temps de la teneur en eau, cette dernière devant rester faible.

### 3.4.2. Evaluation de $Q_a$ et du flux traversant le bassin versant

Le site a été instrumenté en deux points avec des piézomètres, dont un point haut et un point bas (au niveau de la pelouse instrumentée). Cette instrumentation en deux points permet d'estimer le gradient hydraulique horizontal et donc le flux s'échappant en aval du bassin versant.

Les flux horizontaux sont déterminés à partir des variations de la nappe entre le point haut et le point bas. En appliquant la loi de Darcy à notre cas (Figure 19), on obtient un flux horizontal (6) en fonction de la perméabilité à saturation et des caractéristiques du bassin versant :

$$Q_h = K_s \cdot l \cdot e \cdot \frac{\Delta H}{\Delta x} = K_s \cdot l \cdot e \cdot p_{nappe}$$

$$Q_h = K_s \cdot l \cdot e \cdot \frac{Z_h - Z_b}{d} \quad (6)$$

où  $Q_h$  est le flux horizontal,  $l$  la largeur moyenne de la nappe ou du bassin versant,  $e$  l'épaisseur de la nappe,  $p_{nappe}$  la pente de la nappe,  $z_h$  la hauteur de la nappe au niveau des piézomètres haut,  $z_b$  la hauteur de la nappe au niveau des piézomètres bas et  $d$  la distance entre les deux sites haut et bas.

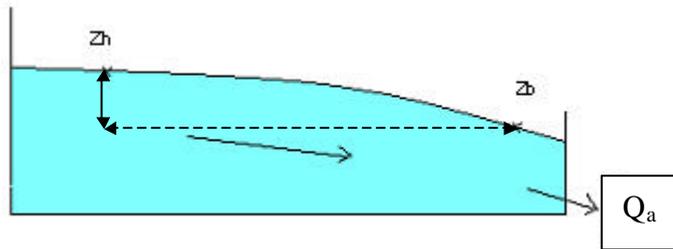


Figure 19 : Schéma de principe d'un flux latéral dans un bassin versant où  $z_h$  et  $z_b$  sont les hauteurs de nappe respectivement au point haut et bas.

Ce flux horizontal peut constituer une bonne estimation du flux moyen traversant le bassin et se retrouvant en aval soit une bonne estimation de  $Q_a$ . Dans une première approche simpliste de bassin versant hydrogéologique (pas de communication souterraine avec les bassins versant amont) permet de supposer que le flux amont est négligeable. Une telle hypothèse pourra être confirmée par la comparaison des ordres de grandeurs des volumes précipités infiltrés et des volumes communiqués à l'aval par  $Q_a$ . On suppose dans le cas de cette étude que la nappe a une profondeur minimale de 30 m, que la surface concernée par le débit aval est d'une largeur approximative de 1000m et que la distance entre les piézos est de 1200 m.

### 3.4.3 Résultats

#### 3.4.3.1 Résultats sur l'ensemble de la période et validation des données

Les mesures des sondes tensiométriques et TDR et des piézomètres ont permis d'accumuler les données sur une large période allant du début du mois d'août 2003 jusqu'à la fin du mois de mars 2004. Les données dans leur ensemble ont donné satisfaction, en dépit de problèmes ponctuels ou sur certaines périodes relatifs aux sondes tensiométriques et aux piézomètres.

La Figure 20 présente les variations générales du taux d'humidité sur l'ensemble de la période étudiée c'est à dire du 31/07/03 au 31/03/04, en fonction de la pluie au niveau des trois sondes TDR. Depuis le début et ce jusqu'au 20 octobre, l'humidité générale varie peu. L'écart d'humidité est néanmoins toujours plus important pour les sondes à faibles profondeurs. Une augmentation importante (environ 15 % d'humidité en plus) se produit lors de la pluie du 20 octobre. Cette pluie marque la transition vers une période hivernale pendant laquelle les trois sondes ont des valeurs élevées. La Figure 21 illustre sur toute la période la variation de la cote de la nappe aux deux points haut (PZH) et bas (PZB). Cette figure intègre la différence d'altitude entre le référentiel du point haut et celui du point bas. Elle donne donc les altitudes de la nappe au point haut et bas par rapport à une cote de référence commune. Logiquement, la nappe est plus élevée (d'à peu près 15 m) au point haut par rapport au point bas.

Les deux graphiques mettent bien en évidence trois régimes différents : le régime d'été du début de la période jusqu'en septembre (cadre jaune, Figure 20), un régime de transition au niveau des mois d'octobre / novembre (cadre marron, Figure 20) et un régime hivernal entre décembre et la fin de la période (cadre bleu, Figure 20). Durant le régime estival, la position de la nappe est au plus bas. Du fait de l'évaporation, les couches de sol les moins

profondes sont plus sèches que la couche la plus profonde, comme indiqué par les valeurs inférieures des sondes TDR aux profondeurs 10 cm et 23 cm par rapport à la sonde positionnée à la profondeur 57 cm. Durant le régime hivernal, la nappe est plus proche de la surface, et le sol est dans son ensemble nettement plus humide. Pour cette période, les sondes TDR donnent des valeurs proches indiquant que le sol est quasi saturé sur tout le profil (excepté la couche la plus superficielle). La période de transition se caractérise par une forte remontée de la nappe qui gagne près de 2 m en moyenne et une forte augmentation de l'humidité du sol.

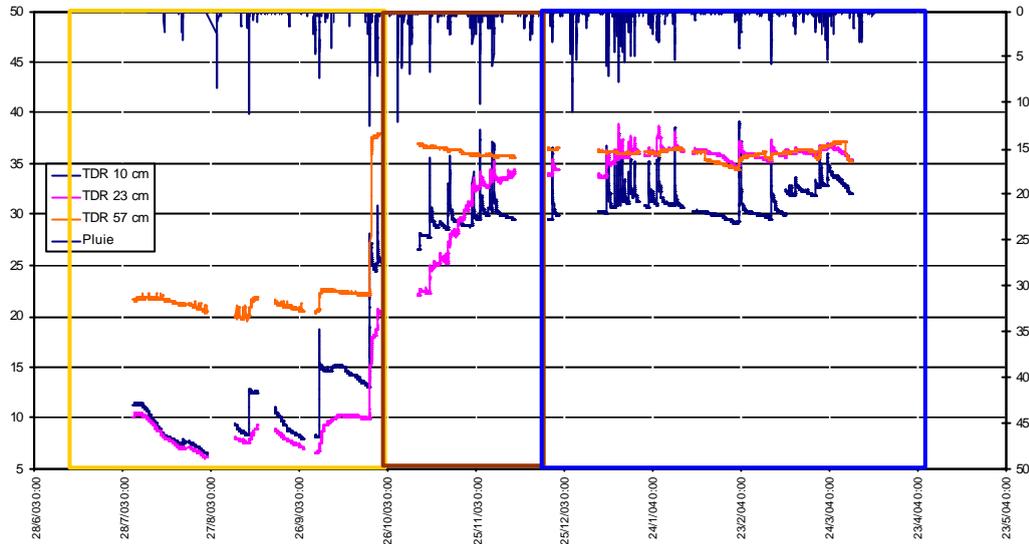


Figure 20 : Evolution de la teneur en eau au niveau des trois sondes TDR sur l'ensemble de la période

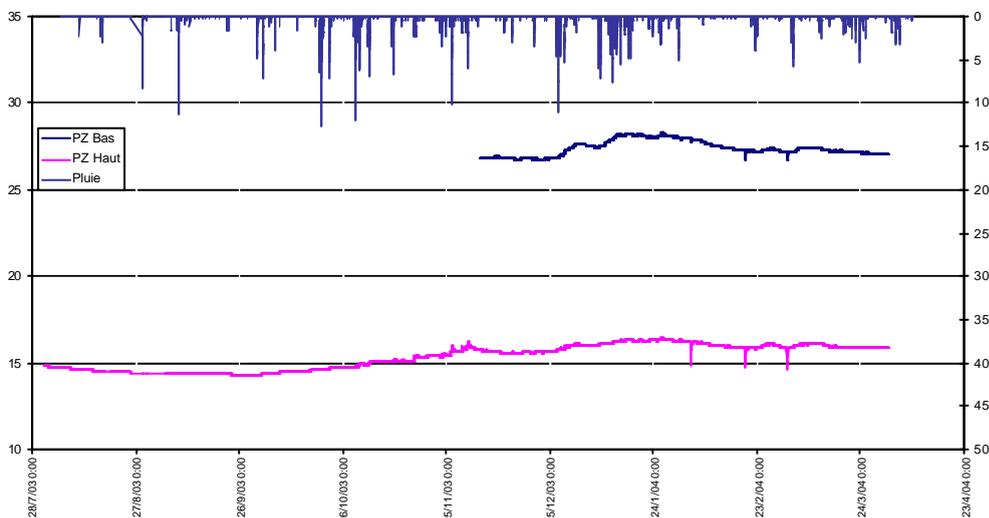


Figure 21 : évolution de la position de la nappe en fonction du temps.

Les sondes tensiométriques ont posé plus de problème. La figure Figure 22 illustre la variation des sondes sur toute la période. Les données sont exploitables seulement du 26/10/03 au 29/01/04. En dehors de cette période, les valeurs des tensiomètres ne sont plus valables. En outre, la sonde tensiométrique placée à 60 cm décroche vers la fin de la période. Un autre soucis concerne le signe des mesures à 40 cm et 60 cm sont positives, ce qui indiquerait des pressions d'eau. Ce signe est étonnant étant donné que la position de la

nappe (plusieurs mètres sous le niveau du sol) atteste qu'on est en zone non saturée entre 40 et 60 cm. Les valeurs devraient donc être négatives. Cependant, à la lecture du graphe et après analyse, il semblerait que les valeurs mesurées souffrent d'un décalage positif (les variations avec le temps sont plus logiques et en accord avec les précipitations). Dans tous les cas, ces valeurs ne peuvent être utilisées comme prévu pour calculer les gradients et donc estimer l'évaporation. On peut expliquer en partie ce problème de décalage positif soit par un mauvais calage des sondes tensiométriques au départ soit par un mauvais traitement infligé suite à la sécheresse estivale (évaporation de l'eau dans les réservoirs des sondes).

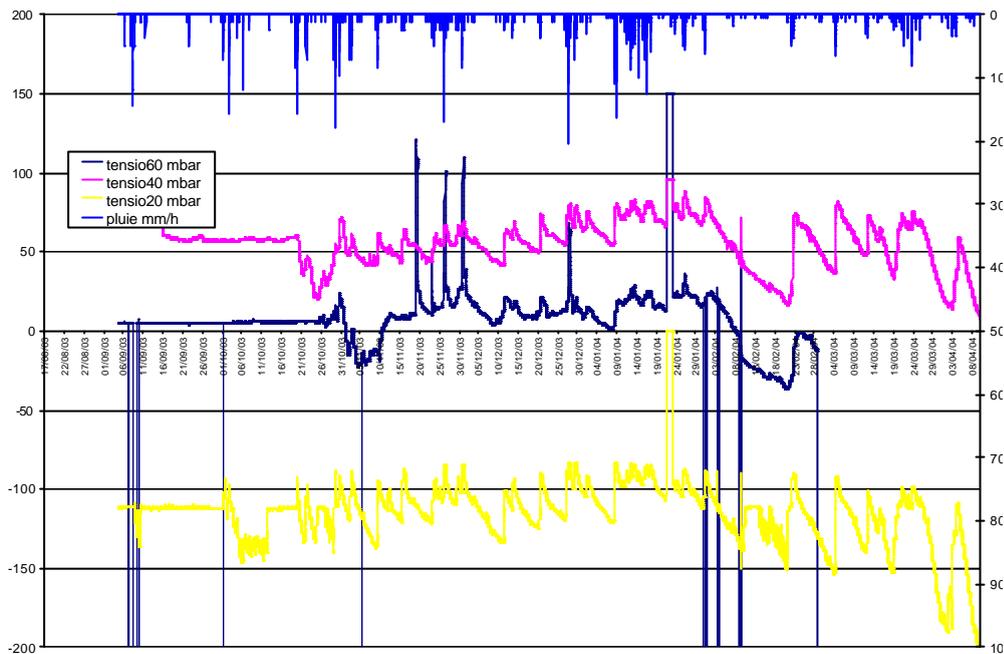


Figure 22 : sondes tensiométriques pour l'ensemble de la période

### 3.4.3.2 Bilan approximatif pour la sous période du 05/12/03 au 31/03/04

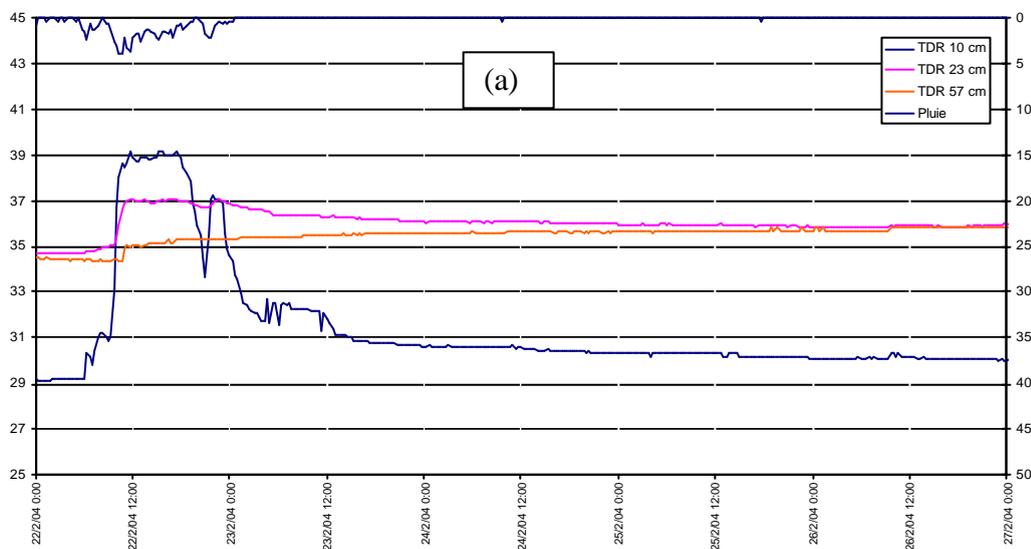
Les sondes TDR et les piézomètres ont donc donné lieu à des données plausibles et interprétables. Ceux-ci ont permis de quantifier approximativement les volumes stockés dans le bassin versant et les volumes évacués vers l'aval selon la méthode décrite ci-dessus. Malheureusement, l'évaporation n'a pu être quantifiée, étant donné les dysfonctionnements des sondes tensiométriques.

Le bilan n'a été possible que de début décembre (exactement le 5/12) à la fin du mois de mars pour avoir toutes les données des piézomètres. Ce bilan fait état d'un volume précipité de 262 407 m<sup>3</sup>, d'un volume ruisselé de 86 115 m<sup>3</sup>, d'une variation de stock de 3616 m<sup>3</sup> (calcul de  $M_w$ , équation 2) et d'un volume latéral de 1153 m<sup>3</sup> (calcul à partir de  $Q_a$ , défini par l'équation 6). On peut donc remarquer qu'il reste 171 524 m<sup>3</sup> de perte soit 65 % du total à distribuer entre l'évaporation et les erreurs d'estimation des différents volumes. Les erreurs potentielles sont à rechercher au niveau sans doute de l'estimation du flux amont. En effet la faiblesse de la variation du stock d'eau est logique, la période est dans son ensemble en régime hivernal, et la nappe ainsi que les teneurs en eau dans le sol varient peu. Le débit de « fuite » aval est peut être sous-estimé en raison de (1) une mauvaise estimation du gradient réel, (2) une mauvaise estimation de la conductivité hydraulique in situ (des ordres de grandeurs de 10 sont fréquents pour ce type de mesure), (3) une mauvaise estimation de la surface concernée par le débit et en particulier de la profondeur de la nappe est mal connue. Pour une meilleure estimation de la profondeur de

la nappe, il serait possible de réaliser un forage avec reconnaissance du sol (technique qui ne donne pas toujours de bons résultats), soit utiliser un matériel du BRGM qui se sert de la résonance magnétique protonique afin de détecter la présence d'eau et ce jusqu'à 80 m. Afin de mieux appréhender les sources d'erreurs, il conviendrait d'étudier au cas par cas chacun des événements pluvieux. Cela permettrait de déterminer peut être plus finement à l'échelle de l'événement pluvieux chacun de ces termes afin de voir quels problèmes se posent en fonction du type d'événement pluvieux. Une illustration est présentée pour un événement pluvieux estival et un événement pluvieux hivernal.

### 3.4.3.3 Illustration d'un événement particulier (du 22/23 février)

Concernant l'événement pluvieux hivernal, il s'agit de la pluie du 22 au 23 février 2004. Le type de pluie (continue et sans forte intensité) permet un faible ruissellement (coefficient de saturation très faible : 0.061) et donc la saturation des deux tranches les moins profondes durant 24 h (sondes TDR 10 cm et 23 cm). Ces deux sondes, et en particulier la sonde la moins profonde réagit rapidement au signal pluvieux (Figure 23). Cette saturation rapide est suivie d'une lente redistribution vers les couches plus profondes et vers la nappe comme en attestent la très légère augmentation de la teneur en eau mesurée par la sonde TDR 57 cm du 24 et 27 février. Etant donné le faible volume impliqué, la nappe est quasi insensible à l'événement pluvieux avec une cote inchangée. Néanmoins, ce faible volume suffit à augmenter significativement le stock d'eau présent dans le bassin avec une rapide augmentation suite à l'événement suivi d'une perte soit par évaporation soit par redistribution vers la nappe et les bassins en aval.



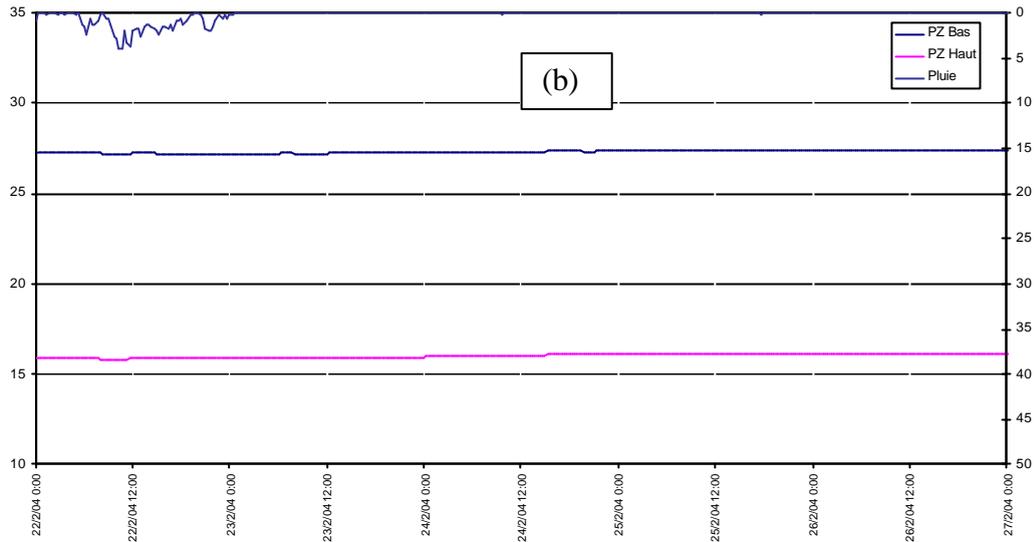


Figure 23 : événement pluvieux typique en période hivernale (a) sondes TDR et (b) piézomètres.

Le bilan de masse sur l'événement comprend le volume total précipité ( $P = 24\,136\text{ m}^3$ ) sur tout le bassin versant, le volume ruisselé ( $Q = 1\,472\text{ m}^3$ ), la variation du stock d'eau dans le bassin versant ( $\Delta M_w = 17\,126\text{ m}^3$ ) ainsi que le volume écoulé vers l'aval associé au débit aval  $Q_a$  ( $67\text{ m}^3$ ). En terme de bilan, il reste approximativement  $6943\text{ m}^3$  pour l'évaporation ainsi que pour l'erreur d'estimation des différentes composantes du bilan de masse. Le bilan est meilleur dans ce cas à l'échelle de l'événement pluvieux que pour une période plus large. Cependant, le volume expliqué par l'évaporation et / ou les erreurs d'estimations représente près de 29 % du volume total précipité.

Cet exemple est intéressant car il met en évidence un autre estimateur pour les débits de « fuite » vers l'aval. La variation du stock d'eau montre une rapide croissance suivie d'une rapide décroissance en l'espace d'un jour (le 22/02/04) (

Figure 24). En considérant l'évaporation de ce jour négligeable (temps pluvieux), la baisse du stock ne peut s'expliquer que par infiltration vers la nappe et les bassins versants aval. Dans ce cas, la variation rapide de stock  $Mw_{MAX\text{ du jour}} - Mw_{\text{jour?1}}$  peut être un estimateur du volume infiltré et apporté à l'aval. Pour cet exemple, le volume écoulé en aval est de  $13\,775\text{ m}^3$  (contre  $67\text{ m}^3$ , précédemment). On peut remarquer que la somme de la variation de stock et du volume évacué par l'aval excède le volume précipité ( $30\,901\text{ m}^3$  contre  $24\,136\text{ m}^3$ ). Cet écart peut s'expliquer par l'apport du débit aval qui est dans le bilan actuel non pris en compte.

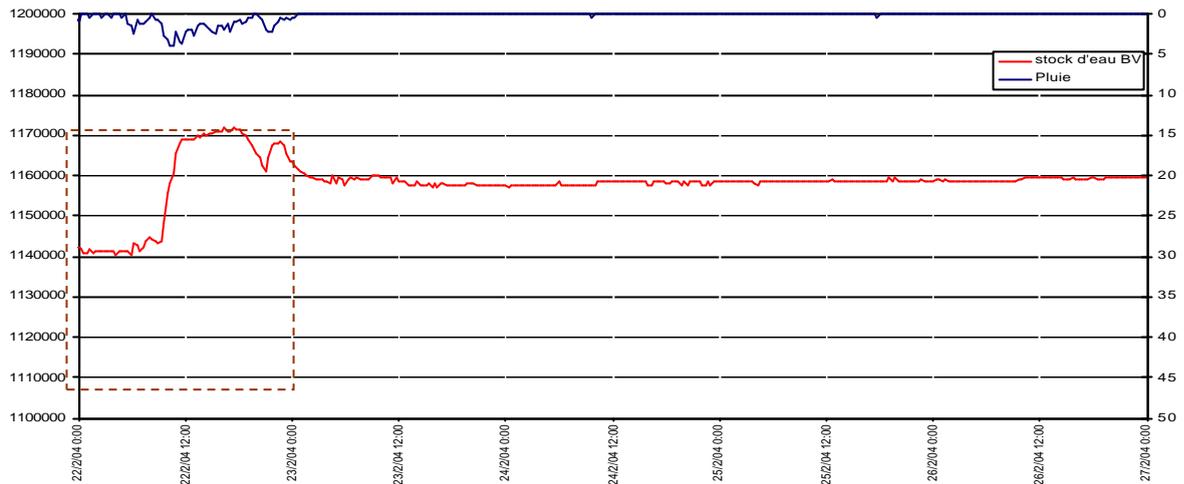


Figure 24 : variation du stock dans le bassin versant au cours de l'évènement pluvieux

Même si le bilan de masse effectué au niveau de l'évènement pluvieux pose moins de problème que pour la période totale, on note une difficulté d'estimer très précisément chacun des termes du bilan. Cette difficulté résulte comme indiqué ci-dessus dans (1) l'absence d'estimation réelle de l'évaporation, (2) l'approche moyenne pour l'estimation des débits sortant ( $Q_a$ ), (3) l'approche moyenne spatiale (bassin versant uniforme au niveau du sol), (4) les incertitudes sur les caractéristiques hydrauliques et géométriques du bassin.

### 3.4.4 Conclusion

Cette étude a montré que l'instrumentation des pelouses sur un bassin versant permettait d'apporter des éléments d'information important sur l'écoulement et les divers flux intervenant dans ce bilan. En particulier, cela nous a permis de voir les variations de stock au cours des évènements pluvieux. Certes, les bilans sont difficiles à réaliser à l'échelle du bassin versant et ce en raison de la difficulté d'établir des estimateurs à lois robustes et fiables des volumes d'eau précipités, ruisselés, infiltrés, évaporés et libérés vers l'aval. Mais cette instrumentation visait à démontrer la faisabilité de l'étude et à mettre en exergue les points importants à ne pas négliger pour obtenir une bonne compréhension des bilans d'eau à l'échelle de bassin versant urbain.

L'analyse de toute la période évènement pluvieux par évènement permettra de tester la méthode proposée et de d'établir une typologie des évènements (en terme de pluie / infiltration / redistribution et évaporation) permettant de mieux comprendre la réponse du bassin versant urbain en fonction du type de pluie et des conditions hydrogéologiques et de finaliser les bilans d'eau. L'instrumentation reste en place de manière à acquérir des données supplémentaires (notamment en période estivale –manque de données au niveau piézomètre) et de manière à valider et compléter les données des sondes tensiométriques (pour estimer l'évaporation). Il est aussi envisagé de faire appel aux données de météo France pour l'évaporation.

## 4. MESURE DES FLUX D'EAU DANS LE RESEAU D'EAUX USEES

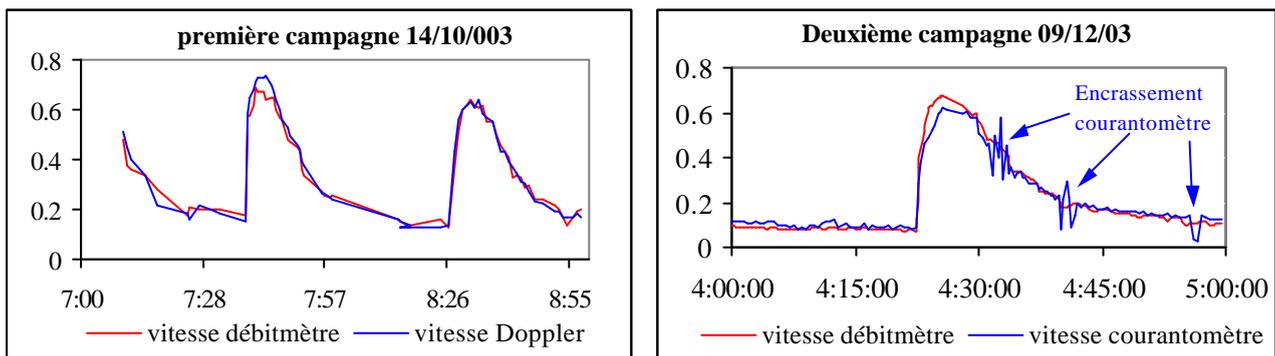
### 4.1 Vérification des résultats de débits :

4.1.1 Comparaison des vitesses « instantanées » du débitmètre avec des mesures ponctuelles au courantomètre électromagnétique et Doppler

Il a été réalisé deux campagnes de mesures ponctuelles des vitesses, la première le 14/10/03 où les mesures ponctuelles ont faites à l'aide d'un vélocimètre à effet Doppler et une seconde avec un courantomètre électromagnétique. Les deux appareils portables avaient été réglés avec un temps d'intégration de 10s.

Pendant la première campagne, les mesures étaient effectuées toutes les 2 minutes entre 7h et 9h alors que lors de la seconde campagne la fréquence était de 30 secondes pendant une heure.

On retrouve sur la figure 25 les résultats de ces campagnes :



Globalement, les mesures effectuées sur les 2 campagnes sont cohérentes. Toutefois on constate quelques sous-estimations des vitesses du débitmètre par rapport au doppler lors de certains pompages pendant la première campagne, alors que pendant la seconde campagne c'est le contraire qui a été mesuré et en dehors des pompages il y a sous-estimation des vitesses du débitmètre par rapport au courantomètre (appareil étalonné chez le fabricant à fréquence régulière nous permettant de le considérer comme « étalon »).

### 4.1.2 comparaison des relations hauteurs vitesses avec la formule de Manning Strickler

Ce type de comparaison n'a de sens qu'en dehors des périodes de pompages compte tenu du fait du caractère fortement transitoire de l'écoulement et du déphasage de la hauteur par rapport à la vitesse pendant ces périodes. Ce déphasage est illustré sur les figures 26.

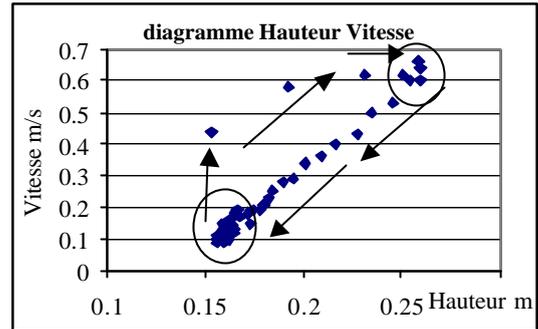
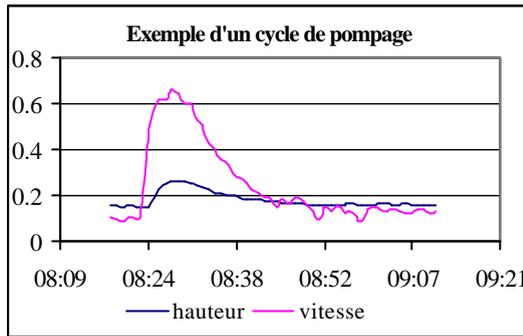


Figure 26 : Cycle de pompage et diagramme hauteur-vitesse

La forme du diagramme suit la vague générée par les pompes, montée brutale des vitesses puis des hauteurs (front montant de la vague) puis descente plus douce à la fois des deux paramètres.

Une analyse des couples hauteurs-vitesse a été réalisée en dehors des périodes de pompages pendant les mois de décembre 2003 et janvier février 2004. Elle a consisté à comparer les relations hauteurs vitesses avec la formule de Manning :  $V = K \cdot Rh^{2/3} \cdot i^{1/2}$ . En effet nous connaissons la vitesse (V) et la hauteur (H), ainsi à chaque pas de temps le produit  $K \cdot i^{1/2} = V / Rh^{2/3}$  (avec Rh : rayon hydraulique fonction de H) a été calculé et en moyenne le produit est égal à 0.072. Cette valeur est irréaliste puisqu'avec une pente relevée de 3.9 mm/m on obtient un coefficient de Manning  $K=0.36$  alors que dans la littérature ce même coefficient se situe entre 30 (béton lisse) et 110 (fossé).

Il est donc clair que nous ne sommes pas dans les conditions d'utilisation de la formule de Manning même en faisant abstraction des périodes de pompages.

#### 4.1.3 Comparaison des volumes de bâchées issues du filtrage et du volume obtenu en sortie du poste de pompage amont.

Le point de mesure étudié se situe en aval d'un poste de pompage reprenant l'ensemble d'une zone d'activité tertiaire et universitaire. Or les quantités mesurées à la sortie du poste de pompage masquent complètement le volume produit par le bassin propre d'étude, aussi nous avons décidé d'utiliser un filtrage des débits mesurés au point de mesure afin de soustraire les volumes issus de la zone amont pour ne retenir que ceux du bassin d'étude.

Le filtrage consiste à isoler les bâchées du poste de pompage amont, en effet le signal est clairement identifiable puisque le débit lors d'une bâchée monte très rapidement. il suffit donc de détecter les fronts montants et on considère qu'une bâchée se situe entre 2 fronts montants. Ici les fronts montants ont été estimés lorsque les débits dépassaient  $115 \text{ m}^3/\text{h}$ . La méthode a été validée grâce à l'enregistrement en parallèle des temps de fonctionnement des pompes. Il a alors été facile de comparer le volume d'une bâchée mesuré au poste de pompage (volume obtenu en multipliant la durée de chaque pompage par le débit de la pompe concernée) à celui estimé par le filtrage (exemple sur le mois de

janvier 2003 sur les 656 bâchées – soit une bâchée toutes les 1h10min - réalisées sur le mois le volume moyen mesuré est de 41m<sup>3</sup> et celui estimé est de 43m<sup>3</sup>).

Le volume restant - débit mesuré moins les bâchées – est donc celui produit par le bassin de Saint Joseph seul, il est obtenu après interpolation linéaire simple du débit filtré comme on peut le constater sur la figure 27.

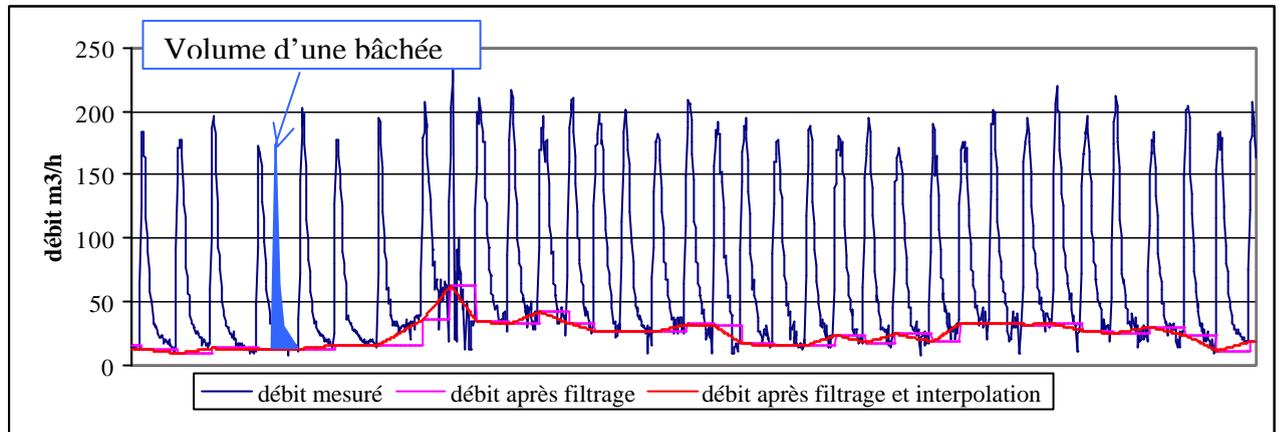


Figure 27 : Comparaison des débits mesurés et filtrés.

#### 4.2 - Disponibilités des mesures sur Saint Joseph de Porterie

Le graphe ci dessous présente l'ensemble des données acquises au point de mesure de Saint Joseph de Porterie dans le réseau d'assainissement. Toutes ces mesures ne sont pas utilisables car lorsque l'on regarde dans le détail les enregistrements de hauteurs et vitesses, on constate quelques anomalies :

- Vitesses mauvaises du 20/11/02 au 03/01/03;
- Pertes de données liées à un problèmes d'alimentation du débitmètre du 21/01/03 au 31/01/03;
- Pertes de données suite à un fort ensablement du collecteur du 07/02/03 au 04/04/03, pendant cette période il y a eu curage du réseau prenant beaucoup de temps compte tenu de la quantité de sable et cailloux présents dans le réseau .
- Suite au curage, il est constaté un changement des conditions d'écoulement, la faible hauteur d'eau mesurée au dessus du capteur affecte les débits. Le 25/05/03 demande d'autorisation pour la mise en place d'un déversoir de 12cm dans le même regard que la sonde situé à un mètre de cette dernière.
- 30/06/03 : Accord et mise en place du déversoir .
- La réinstallation du matériel a eu lieu de 03/07/03 avec des mesures visibles sur la figure 28.

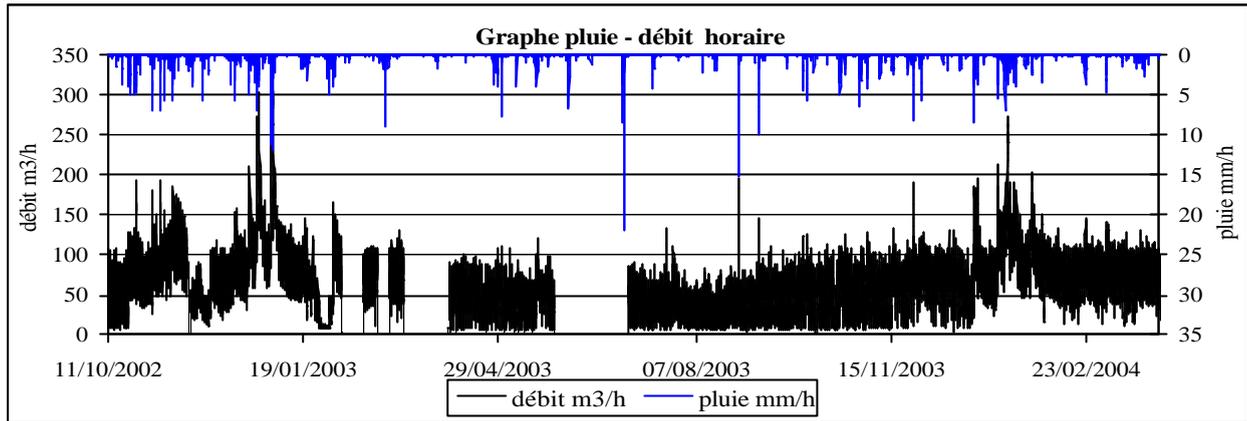


Figure 28 : St Joseph de Porterie – graphique pluie-débit

Au final, les mesures disponibles pour faire des analyses peuvent se décliner en deux sous-périodes : l’hiver 2002-2003 (du 11/10/2002 au 31/01/2003) et l’été automne hiver 2003-2004 (du 04/07/2003 au 31/03/2004).

Soit un total de 349 jours de données exploitables pour l’analyse des Eaux parasites (sur les 567 j calendaires) soit 61.5 % de mesures disponibles.

### 4.3 - Analyses des données

Les analyses ont été effectuées selon les deux périodes présentées au chapitre précédent. Les données ont été traitées à l’aide du logiciel MINAUTOR

#### 4.3.1 Analyses de l’hiver 2002-2003

##### 4.3.1.1 Analyses des EPI et EU

La méthode utilisée a été celle du débit nocturne avec un coefficient de référence égale à 7.2 m3/h pour une période nocturne de 23h-5h. Ces valeurs ont été calées à partir de 2 jours choisis au hasard sur la période d’exploitation (le 03/11/02 et le 20/12/02).

Les résultats sont représentés sur la figure 29 et dans le tableau IV.

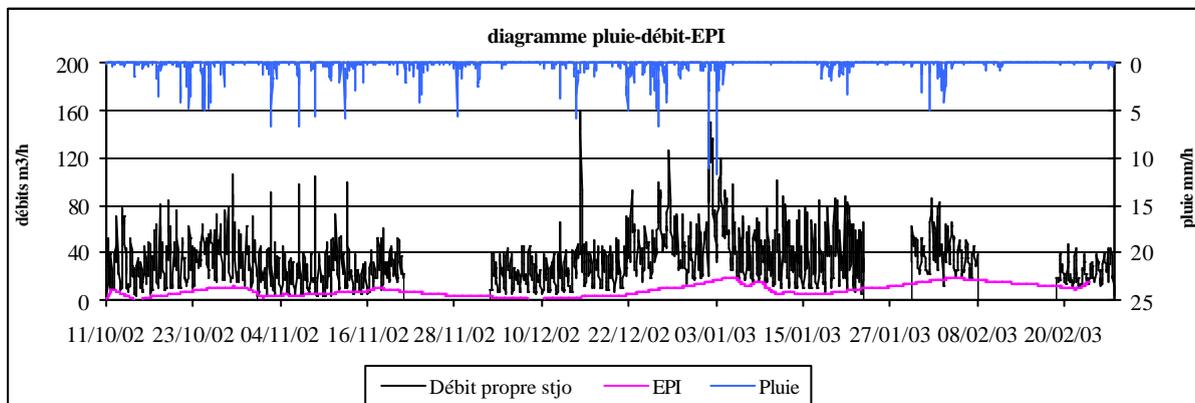


Figure 29 : Diagramme pluie-débit- EPI

*Tableau IV : Comparaison des débits EU et EPI*

Mois	Pluie mm	Débit moyen journalier m3/j	EU moyen m3/j	EPI moyen journalier m3/j	EU/Débit Journalier(%)	EPI / Débit journalier(%)
Octobre 2002	104	842	555	170	65.3	20.1
Novembre 2002	167	549	400	136	72.8	24.7
Décembre 2002	168	716	476	103	66.5	14.4
Janvier 2003	106	1006	631	250	62.7	24.8
Février 2003	50	695	406	340	58.4	48.9
global	595	761	493	200	<b>64.8</b>	<b>26.3</b>
Global - février	545	778	515	164	66.2	21.1

Les résultats du mois de février sont à prendre avec précaution car il y a peu de jours disponibles pour le calcul des EPI et EU (il est fort probable que les EPI soient surestimées au détriment des EU).

#### *4.3.1.2 Analyses des EPC*

##### Evaluation des EPC par la méthode des différences

On évalue les EPC par différence simple entre le débit total et la somme EPI et EU, on obtient les résultats suivants (tableau V).

*Tableau V : Evaluation des EPC*

Mois	Pluie mm	Débit moyen journalier m3/j	EPC moyen journalier m3/j	EPC/Débit journalier (%)
Octobre 2002	104	842	117	13.8
Novembre 2002	167	549	13	2.3
Décembre 2002	168	716	137	19.1
Janvier 2003	106	1006	125	12.4
Février 2003	50	695	-51	
Global	595	761		
Global - février	545	778	98	12.6

On obtient ici un bilan équilibré par les EPC.

La figure 30 représente la ventilation du débit d'eaux sanitaires produit par le bassin propre de Saint Joseph (sans tenir compte du mois de février) .

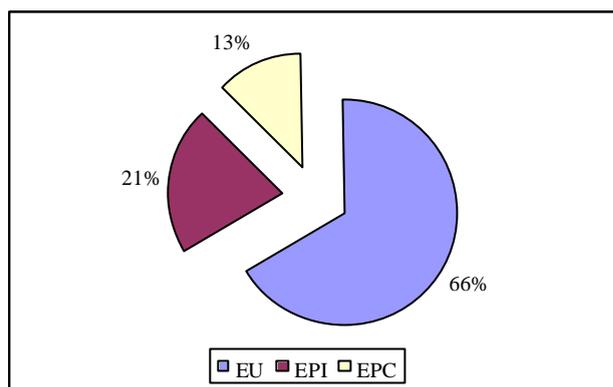


Figure 30 : Bassin de St Joseph de Porterie - ventilation du débit d'eaux sanitaires

### Evaluation des EPC par la corrélation pluie- volumes excédentaires

Le volume excédentaire est en fait la différence entre le débit total et le débit de temps sec (somme des EPI et de la journée type eau usée évaluée à partir de la chronique d'EU).  
 La corrélation pluie-volume (figure 31) a été évaluée à partir des données journalières (tableau VI).

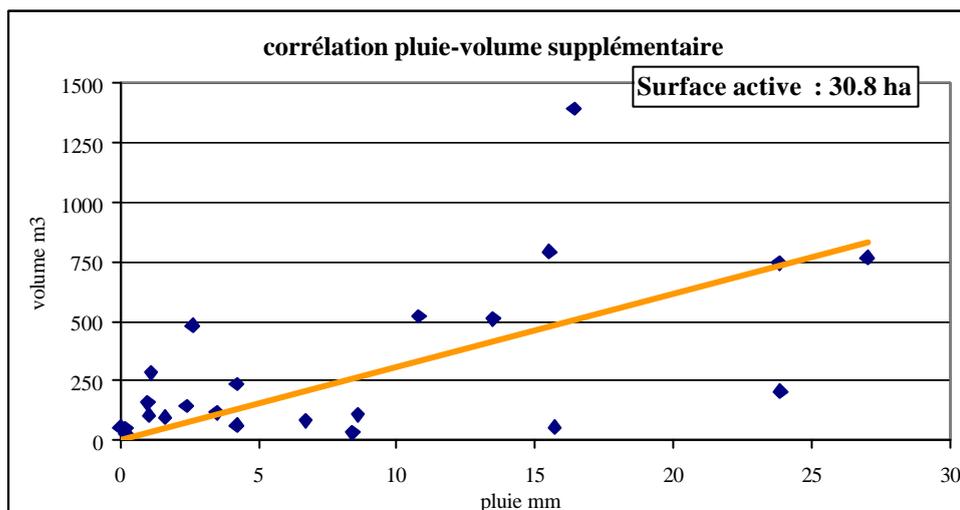


Figure 31 : Bassin de St Joseph de Porterie – Corrélation pluie-volume excédentaire

Mois	Pluie mm	Débit moyen journalier m <sup>3</sup> /j	EPC moyen journalier m <sup>3</sup> /j	EPC/Débit journalier (%)
Octobre 2002	104	842	152	18
Novembre 2002	167	549	172	31.3
Décembre 2002	168	716	167	23.3
Janvier 2003	106	1006	106	10.5
Février 2003	50	695	59	8.5
Global	595	761	131	<b>17.2</b>

#### 4.3.1.3 Conclusions

Afin de boucler le bilan sur le débit, nous avons équilibré les volumes par les EPI. Cette opération consiste à soustraire au débit total les EPC et les EU afin de ré-estimer les EPI. Celles-ci étant très bruitées par le caractère "saccadé" des EPC, dans le graphe qui suit les EPI ont été lissée avant d'être présentées sur la figure 32.

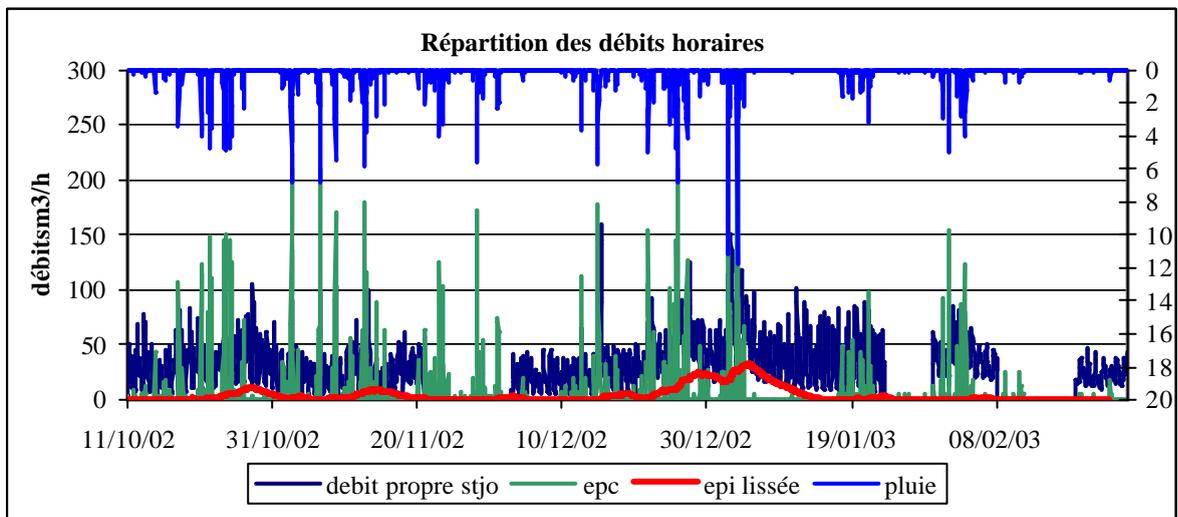


Figure 32 : Répartition des débits horaires

Tableau VII : Bilan global pour l'hiver 2002-2003

Mois	Pluie mm	Débit moyen m3/j	EU moyen m3/j	EPI moyen m3/j	EPC moyen m3/j
Octobre 2002	104	842	555	82	152
Novembre 2002	167	549	400	70	102
Décembre 2002	168	716	476	120	167
Janvier 2003	106	1006	631	181	106
Février 2003	50	695	406	89	59
global	595	761	493	108	131

Le bilan est équilibré au niveau global, mais toutefois , il subsiste des incohérence sur les mois d'octobre (avec un déficit de 53 m<sup>3</sup>) de novembre (avec un excédent de 23 m<sup>3</sup>) de décembre (avec un excédent de 47 m<sup>3</sup>) et le mois de janvier (avec un déficit de 88 m<sup>3</sup>).

En définitive, on obtient la répartition suivante du débit sanitaire (sans le mois de février) :

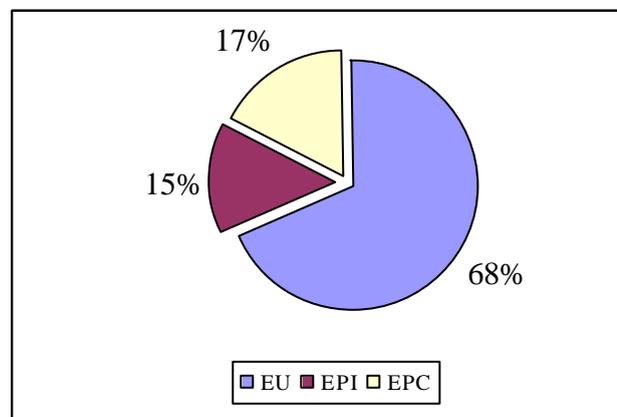


Figure 33 : Bassin de St Joseph de Porterie - ventilation du débit d'eaux sanitaires, bilan global pour l'hiver 2002-2003.

#### 4.3.2 Analyses de la seconde période (juillet 2003-mars 2004) :

##### 4.3.2.1 Analyses des EPI et EU

La méthode utilisée a été strictement la même que celle de l'hiver 200-2003 avec un coefficient de référence égal à  $7.8 \text{ m}^3/\text{h}$  calé à partir de 3 jours pendant des périodes sèches (le 08/07/03 , le 20/09/03 et le 18/02/04).

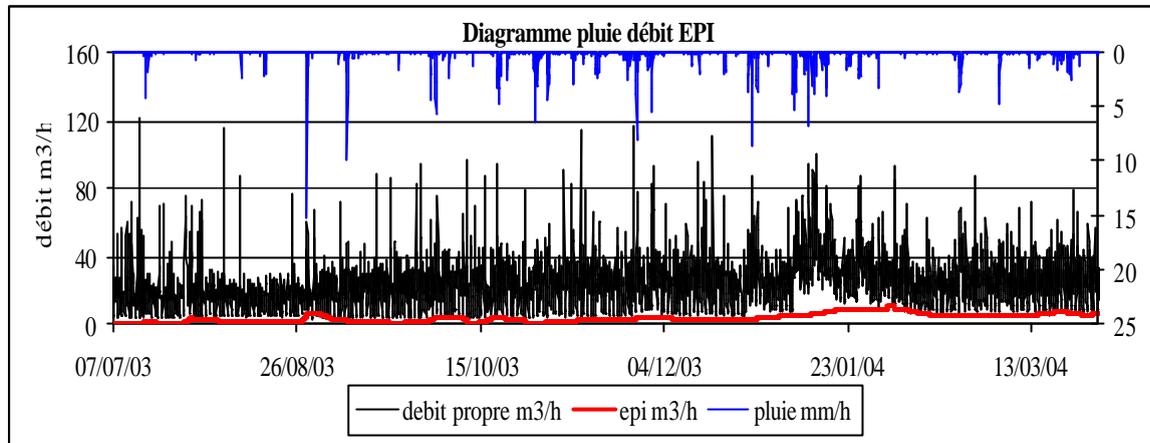


Figure 34 : diagramme pluie-débit EPI

Tableau VIII : Comparaison des EU et EPI pour la période juillet 2003-mars 2004

Mois	Pluie mm	Débit moyen journalier m3/j	EU moyen m3/j	EPI moyen journalier m3/j	EU/Débit Journalier (%)	EPI / Débit Journalier (%)
Juillet 2003	16	417	384	18	92.27	4.46
Août 2003	33	393	333	45	84.73	11.66
Septembre 2003	36	462	391	38	84.63	8.38
Octobre 2003	131	518	361	55	69.65	10.67
Novembre 2003	116	557	363	51	65.08	9.10
Décembre 2003	92	576	369	69	64.13	12.09
Janvier 2004	161	801	371	200	46.44	25
Février 2004	32	582	373	156	64.13	26.91
Mars 2004	59	552	361	139	65.36	25.2
Global	620	540	367	86	68.08	15.95

#### 4.3.2.2 Analyses des EPC par la corrélation pluie volume excédentaire

Ce calcul est basé sur l'estimation du volume d'eau supplémentaire généré par les pluies transitant dans le tuyau d'assainissement pour lequel il n'a pas été dimensionné puisque nous sommes en réseau séparatif. Pour obtenir ce volume supplémentaire on fait

l'hypothèse que ce volume est la différence entre le volume mesuré et celui de temps sec (calculé à partir de la chronique d'EPI à laquelle on ajoute la journée type eau usée obtenue en moyennant à chaque pas de temps horaire les valeurs de la chronique d'eaux usées).

On obtient ainsi pour notre calcul un volume journalier dit supplémentaire avec lequel on fait correspondre la pluie .

Sur l'ensemble de la période été hiver confondu, on obtient une surface active de 27.08 ha (figure 35, tableau IX).

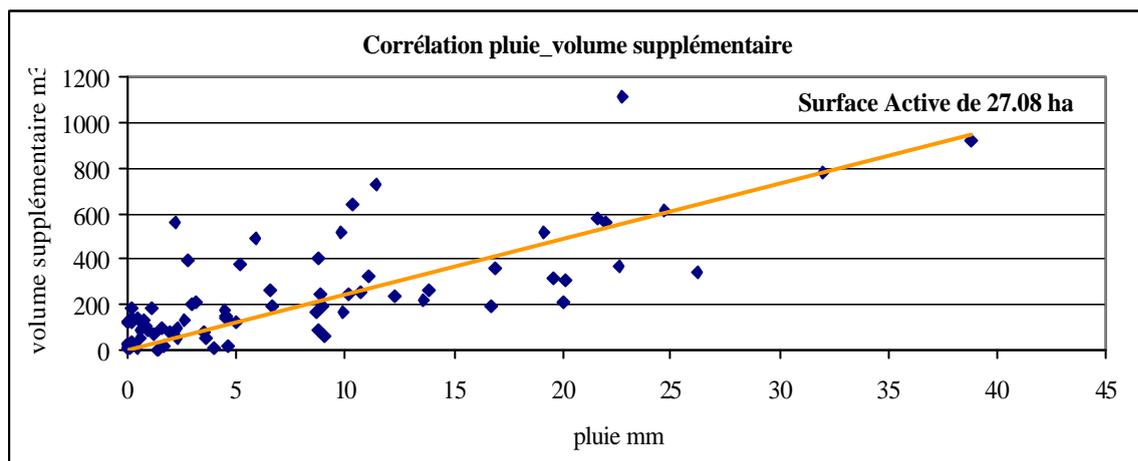


Figure 35 : Bassin de St Joseph de Porterie – Corrélation pluie-volume excédentaire

Tableau IX

Mois	Pluie mm	Débit moyen journalier m3/j	EU moyen m3/j	EPC moyen journalier m3/j	EPC / Débit journalier (%)
Juillet 2003	16	417	384	15	3.60
Août 2003	33	393	333	29	7.43
Septembre 2003	36	462	391	33	7.11
Octobre 2003	131	518	361	114	22.05
Novembre 2003	116	557	363	116	20.88
Décembre 2003	92	576	369	93	16.22
Janvier 2004	161	801	371	164	20.44
Février 2004	32	582	373	33	5.76
Mars 2004	59	552	361	58	10.56
Global	620	540	367	73	13.51

### 4.3.2.3 Conclusions

Comme pour l'analyse de l'hiver 2002-2003, on procède au bouclage du bilan sur les débits en ré-estimant les EPI par différence entre le débit total et la somme des EPC et EU (figure 36, tableau X).

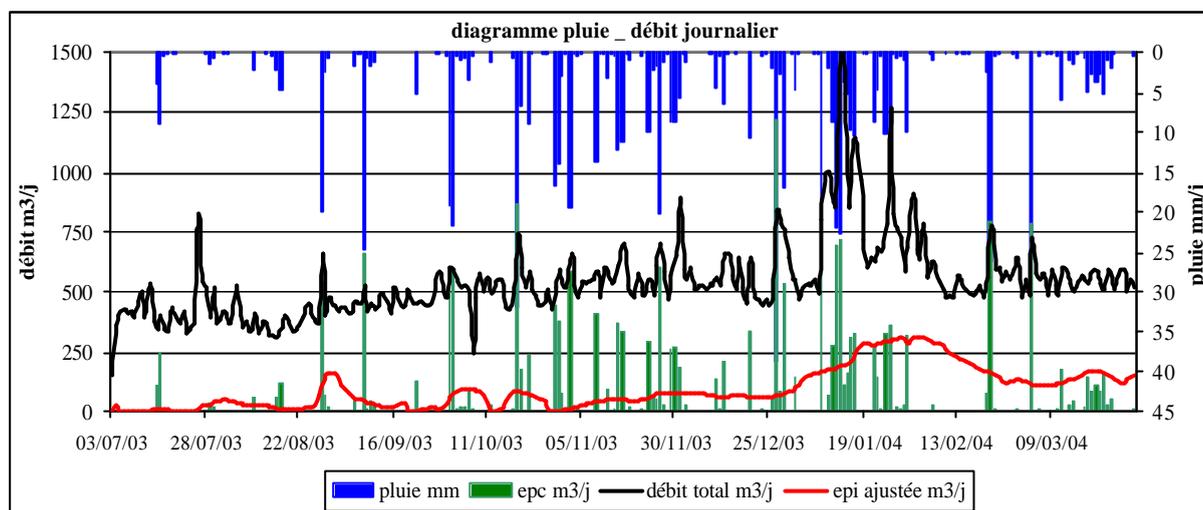


Figure 36 : Diagramme pluie-débit journalier pour la période juillet 2003-mars 2004

Tableau X : Bilan global pour la période juillet 2003-mars 2004

Mois	Pluie mm	Débit moyen journalier m³/j	EU moyen m³/j	EPI moyen journalier m³/j	EPC moyen journalier m³/j
Juillet 2003	16	417	384	13	15
Août 2003	33	393	333	45	29
Septembre 2003	36	462	391	39	33
Octobre 2003	131	518	361	55	114
Novembre 2003	116	557	363	50	116
Décembre 2003	92	576	369	70	93
Janvier 2004	161	801	371	225	164
Février 2004	32	582	373	218	33
Mars 2004	59	552	361	139	58
Global	620	540	367	95	73

Là encore, le bilan est globalement équilibré puisqu'il n'y a qu'un excédent 5 m<sup>3</sup> sur l'ensemble de la période. Toutefois sur le mois de février, on constate un excédent de 42 m<sup>3</sup> alors que pour les mois de décembre et janvier c'est déficit de respectivement 43 m<sup>3</sup> et

40 m<sup>3</sup> . Il est probable que ces déficits soient lié à une mauvaise évaluation de la surface active pendant la période de l'hiver 2003-2004.

En définitive, on obtient la répartition suivante du débit sanitaire (figure 37):

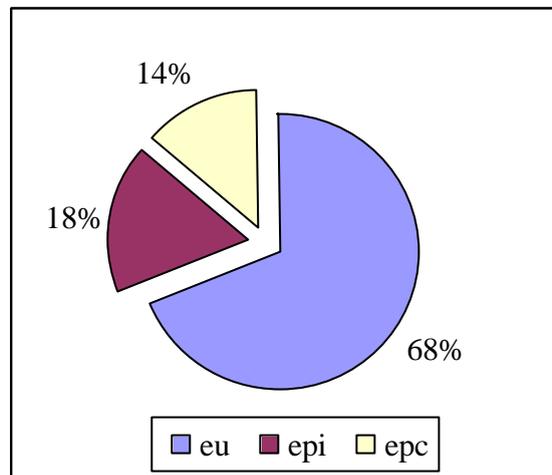


Figure 37 : Bassin de St Joseph de Porterie - ventilation du débit d'eaux sanitaires, bilan global pour la période juillet 2003-mars 2004.

On peut difficilement faire une comparaison entre les deux campagnes dans la mesure le débit moyen journalier passe de 761 m<sup>3</sup>/j à 540 m<sup>3</sup>/j, les conditions hydraulique ont changé, l'évaluation du débit par la méthode de filtrage est évidemment lié à cette dernière et il est vrai que la vérification des volumes de bâchées n'a pas été faite de manière systématique, elles ont été comparées en moyenne sur chaque mois. Toutefois ce déficit de 200m<sup>3</sup> est à comparer au 1650 m<sup>3</sup> qui transite en moyenne et par jour à ce point de mesure (soit 12%) et à la précision de l'appareil de mesure .

Par contre en terme de discrétisation du débit total , on retrouve entre les deux campagnes des chiffres proches avec 68 % Eaux Usées entre 15 % et 18 % d'EPI et entre 17 % et 14 % d'EPC.

Globalement, les apports d'eaux claires sont de l'ordre de 30% du débit total.

## 5. BILAN QUANTITATIF GLOBAL

En résumé, sur la zone de St Joseph de Porterie, l'eau précipitée est évacuée dans le réseau d'eaux pluviales mais aussi dans le réseau d'eaux usées (tableau XI). Au total environ 42% de la pluie annuelle est évacuée par les réseaux. La proportion de pluie évacuée par le réseau d'eau usée est d'environ 8 %. Cette proportion dans le réseau d'eaux pluviales est de 34%, dont 26% par temps de pluie. Le débit de temps sec dans le réseau d'eaux pluviales est principalement attribué à une source.

		Période	Pluie totale (mm)	Eaux pluviales évacuées V (m <sup>3</sup> ) % de la pluie	
<b>dans le réseau d'eaux pluviales</b>	tout temps	du 01/09/2002	1470	445 000	34 %
	temps de pluie	au 31/03/2004		340 573	26 %
<b>dans le réseau d'eaux usées</b>		du 04/07/2003 au 31/03/2004	715	40870 EPC :19710 EPI :25650	8.3 % 3.6 % 4.7 %

*Tableau XI : Synthèse du devenir quantitatif des eaux pluviales sur la zone de St Joseph*

## 6. QUALITE DES EAUX PLUVIALES

### 6.1. Mesure des concentrations

Les concentrations moyennes en polluants dans les eaux de ruissellement en période de temps de pluie, par temps sec et dans l'eau de pluie sont reportées dans le tableau XII. Les valeurs relatives à l'eau de boisson et aux eaux de surface y figurent aussi à titre de comparaison.

*Tableau XI I : St Joseph de Porterie - comparaison entre les concentrations de temps de pluie, de temps sec et de l'eau de pluie pour la période septembre 2002 – décembre 2003.*

*MES: matières en suspension, DCO : demande chimique en oxygène, NTK: azote Kjeldhal, HC: hydrocarbures. \*Décret du 20 Décembre 2001 relatif à la production d'eau potable à partir des eaux de surface.*

	Eau de pluie	Temps de pluie	Temps sec	Décret 2001-1220*	Eau de surface SEQ EAU -eau verte
MES mg l <sup>-1</sup>	-	112	1	25	25
DCO mg l <sup>-1</sup>	-	31	< 10	30	30
NTK mg l <sup>-1</sup>	-	1.9	-	1-3	2
pH	5.7	7.3	7.1	5.5-9.0	6.0-8.5
Cd µg l <sup>-1</sup>	< 0.1	0.39	0.23	5	0.85
Cr µg l <sup>-1</sup>	1.8	4	1	50	36
Cu µg l <sup>-1</sup>	2	28	5	50-1000	27
Ni µg l <sup>-1</sup>	1.8	8	11	-	20
Pb µg l <sup>-1</sup>	< 1	21	< 1	25	23
Zn µg l <sup>-1</sup>	< 10	183	64	3000-5000	140
Pesticides totaux		5.75		0.5-5	-
HC totaux µg l <sup>-1</sup>	-	53	-	50-1000	-
HAP totaux µg l <sup>-1</sup>	-	0.14	-	0.2-1	0.20

Toutes les valeurs de pH sont comprises entre 6.9 et 7.8 avec une moyenne de 7.3, proche de la neutralité.

La teneur moyenne en MES est de 112 mg l<sup>-1</sup>, avec une forte dispersion; ces valeurs sont très supérieures à celles prises comme référence (tableau I). Les maxima apparaissent en

octobre 2002 (312 mg I<sup>1</sup>) et mars 2003 (266 mg I<sup>1</sup>), ce qui ne coïncide pas avec les plus forts débits enregistrés en décembre 2002.

Avec une valeur moyenne de 31 mg I<sup>1</sup>, la DCO est proche des normes choisies comme référence pour l'étude (30 mg I<sup>1</sup>). Cette teneur est inférieure à celle généralement rapportées dans la littérature (Flores-Rodriguez, 1992 ; Lara-Casenave, 1994). Le contexte, un bassin versant périurbain, pourrait expliquer ce résultat qui est comparable à celui obtenu par Colandini (1997) pour un bassin de même nature.

La teneur moyenne en azote total, 1.9 mg I<sup>1</sup>, est inférieure aux valeurs de référence.

La concentration moyenne en Cd est de 0.39 µg I<sup>1</sup>, comprise entre 0.1 et 2 µg I<sup>1</sup>. La valeur moyenne mensuelle maximale est enregistrée en juillet, elle s'explique sans doute par un événement pluvieux important précédé d'une longue période de temps sec. Il faut noter que ces concentrations sont inférieures aux valeurs de référence, sauf ponctuellement en juillet. Le cadmium se trouve à 70 % sous forme particulaire (tableau XIII).

*Tableau XIII : Pourcentages de métaux dans les phase particulaires et dissoutes.*

	Dissous %	Particulaire %
Cd	30	70
Cr	60	40
Cu	30	70
Ni	60	40
Pb	10	90
Zn	53	47

Les teneurs moyennes en Cr et Ni sont également basses (4 et 8 µg I<sup>1</sup>, respectivement). Ces métaux se trouvent majoritairement sous forme dissoute (60 %).

La concentration moyenne en cuivre est de 28 µg I<sup>1</sup>, avec un maximum de 113 mg I<sup>1</sup> observé en juillet comme pour Cd. Ces concentrations sont supérieures aux valeurs seuil du SEQ EAU (eau verte) et du décret relatif à la production d'eau potable. Ce métal est principalement sous forme particulaire (70 %)

Quatre vingt dix pour cents du plomb sont sous forme particulaire, en accord avec les données de la littérature. La concentration moyenne est de 21 µg I<sup>1</sup>, légèrement inférieure aux valeurs de référence (tableau XIII). Cette concentration est inférieure à celles généralement rapportées, en raison de la baisse d'utilisation des carburants au plomb.

La concentration moyenne en Zn est de 183 µg I<sup>1</sup>, inférieure aux valeurs guide et généralement inférieure aux données de la littérature. Le zinc est essentiellement sous forme dissoute (53 %) ce qui est conforme aux études précédentes (Grommaire et al., 2001).

Dans l'ensemble, les concentrations mesurées dans le cadre de cette étude sont comparables à celles de Legret et Pagotto (1998) et Pagotto et al. (2000) pour des eaux de ruissellement de chaussées autoroutières.

Il convient de noter que, bien que les teneurs en métaux mesurées dans les eaux de ruissellement soient faibles, elles sont très supérieures aux concentrations de l'eau de pluie mesurées sur le site (tableau XI). Dans le cas présent, on peut donc dire que les métaux

contenus dans les eaux de ruissellement proviennent du lessivage des chaussées, la contribution atmosphérique étant très faible.

Contrairement aux métaux, des concentrations élevées en certains herbicides : glyphosate ( $2.71 \mu\text{g l}^{-1}$ ) et diuron ( $1.78 \mu\text{g l}^{-1}$ ) sont mesurées dans les eaux de ruissellement du bassin de St Joseph de Porterie. Ces herbicides sont couramment utilisés par les particuliers et les municipalités, ce qui pourrait expliquer leur concentration dans cette zone périurbaine. Les concentrations varient souvent en cours d'année, en raison du caractère saisonnier de l'utilisation de ces produits.

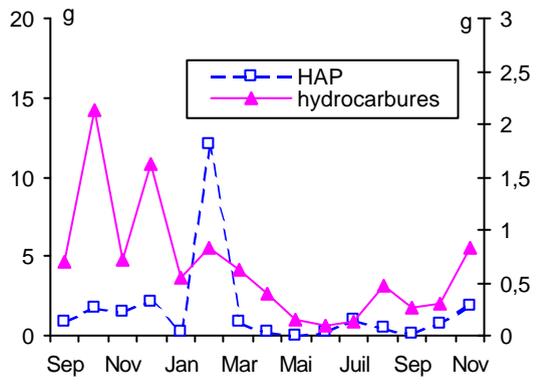
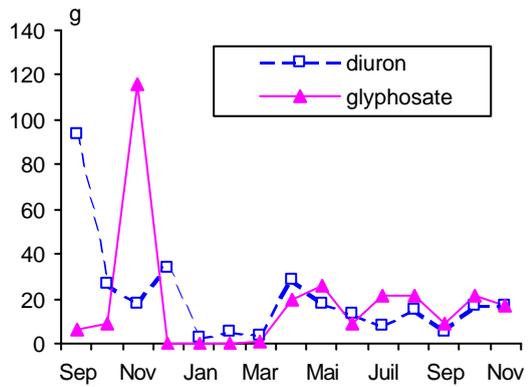
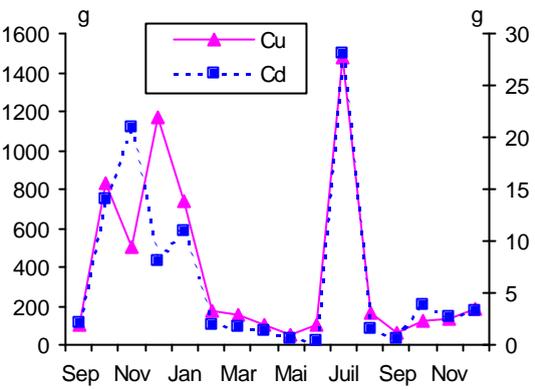
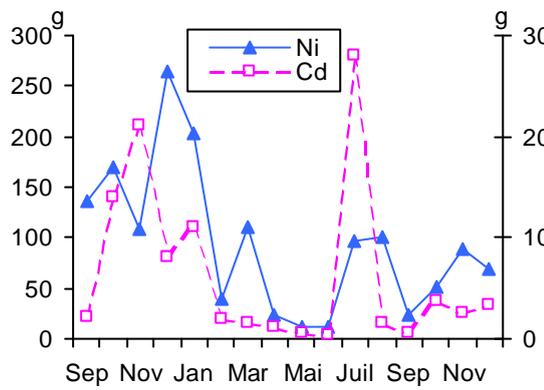
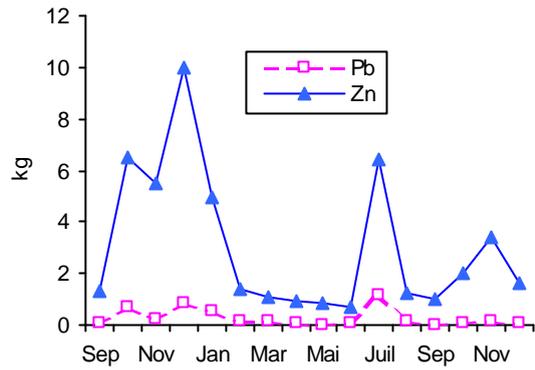
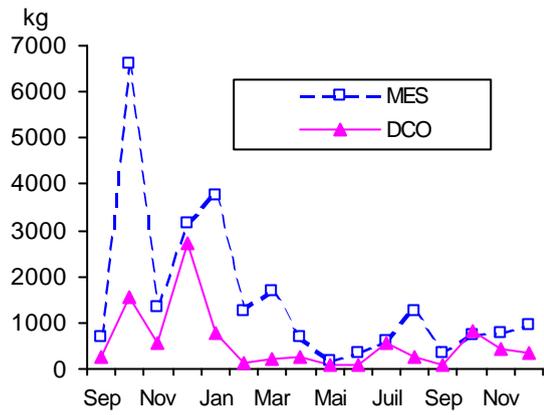


Figure 38 : Variation saisonnière des charges en polluants

Les teneurs en hydrocarbures totaux et en hydrocarbure aromatiques polycycliques (HAP) sont généralement inférieures aux références utilisées dans cette étude. La concentration moyenne en HAP est de  $0.144 \mu\text{g l}^{-1}$ , avec un maximum de  $0.871 \mu\text{g l}^{-1}$  en février 2003. La concentration en hydrocarbures totaux varie de 10 à  $100 \mu\text{g l}^{-1}$ , avec une valeur moyenne de  $53 \mu\text{g l}^{-1}$ .

## 6.2 Charge en polluants

Pour chaque polluant, la charge a été obtenue en multipliant les concentrations moyennes mensuelles par les volumes mensuels moyens. Les résultats sont présentés dans le tableau XIV et sur la figure 38 ; les valeurs moyennes, les minima, maxima, écarts types ainsi que le pourcentage de charge correspondant à la période octobre 2002-janvier 2003 sont reportés dans ce tableau.

*Tableau XIV : Charges en polluants dans le collecteur eaux pluviales de St Joseph de Porterie - temps de pluie.*

	Total	Mini	Maxi	Moyenne	Ecart type	% oct-janvier
MES kg	27540	175	6650	1720	1650	55
DCO kg	11160	143	2758	707	690	51
NTK kg	516	3	153	34	39	61
Cd g	110	0.4	35.6	6.9	9.6	50
Cr g	2040	10	438	1400	163	80
Cu g	7311	49	2014	457	457	53
Ni g	1725	11	243	108	71	44
Pb g	5280	10	1550	330	410	46
Zn kg	55.88	0.38	9.98	3.49	2.99	50
HC tot g	11400	130	2130	760	570	39
HAP g	29.4	0.01	16.45	1.96	4.06	45
Glyphosate g	323	0.01	135	21.5	33.4	20
Diuron g	337	4.9	37.3	22.5	22.4	45

Au cours de la période d'étude, environ 27 540 kg de MES, 516 kg d'azote, 56 kg de Zn, 7 kg de Cu, 5 kg de Pb, 2 kg de Cr, 1.7 kg de Ni, 11 kg d'hydrocarbures totaux ont transité dans le collecteur d'eaux pluviales. Les charges en Cd (110 g), HAP (29 g), diuron (323 g) et glyphosate (337 g) sont beaucoup plus faibles.

Quel que soit le polluant, la charge varie beaucoup d'un mois à l'autre, mais, sauf pour Ni et Cr, les variations ne sont pas liées au débit, comme le montre le calcul des coefficients de corrélation. Les variations saisonnières des polluants étudiés sont reportées sur la figure 38. Pour la plupart des polluants, notamment les métaux, les charges sont particulièrement élevées au cours de la période octobre 2002-janvier 2003, au cours de laquelle 50 à 60 % de la charge sont évacués (tableau XIV). Ces mois ont été particulièrement pluvieux et le volume d'eau écoulé dans le collecteur représente 61 % du volume total (septembre 2002-

décembre 2003). On peut également noter que des pics de pollution apparaissent en juillet pour les métaux. Ces fortes charges s'expliquent vraisemblablement par une forte pluie qui a suivi une longue période de temps sec et induit un lessivage important du bassin versant. Environ le quart de la charge en Cd, Cu, Pb est exportée au cours du mois de juillet, lors d'un seul événement pluvieux.

Un écoulement permanent provenant d'une source ou d'infiltrations est par ailleurs observé dans le collecteur ; les concentrations en polluants qui lui sont associées ont été mesurées, les charges correspondantes sont reportées dans le tableau XV.

*Tableau XV : comparaison des charges de pollution par temps sec et temps de pluie. La zone de contribution pour le calcul de la charge par ha est de 26.4 ha.*

	Total	Temps sec	% temps pluie	charge annuelle totale g ha <sup>-1</sup>
MES kg	24 303	120	99.5	920
DCO kg	9129	120	99	346
Cd g	102	28	73	3.9
Cr g	1717	120	93	65
Cu kg	6.07	1.33	78	230
Ni kg	1.51	1.45	4	57
Pb kg	4.50	0.12	97	170
Zn kg	49.07	7.84	84	1859

Les charges polluantes correspondant et aux périodes de temps sec sont en général assez faibles comparées aux charges totales. La quasi totalité des charges en MES, DCO, Pb, Zn, Cu et Cr est transportée par temps de pluie (tableau XV). En revanche, un tiers du cadmium et 96 % du nickel sont transportés par temps sec. Pour ces métaux, et notamment pour Ni, la charge de temps sec peut sans doute s'expliquer par les teneurs naturelles du bassin versant.

Les charges annuelles en g ha<sup>-1</sup> sont également reportées dans le tableau XV. Ces charges ont été calculées pour une zone de contribution de 26.4 ha, qui correspond à la surface imperméabilisée du bassin versant. Les charges sont comparables à celles mesurées par Legret et al. (1997) et Montrejaud-Vignoles (1996) pour des eaux de ruissellement de chaussées, sauf pour Pb et les hydrocarbures totaux qui sont plus faibles dans le cas de notre étude. Cette différence s'explique par un trafic moins important et la quasi disparition des carburants au plomb.

En complément des analyses moyennes mensuelles, des prélèvements en continu ont été effectués au cours d'un nombre limité d'événements pluvieux, lors de deux périodes de caractéristiques différentes : juin 2003 et octobre 2003. Il est ainsi possible de tracer des pollutogrammes (figure 39) qui permettent de suivre l'évolution de la charge en MES et DCO en fonction du volume écoulé lors de l'événement.

Pour les 4 événements analysés, entre 5 et 55 % de la charge en MES sont entraînés par 30 % du volume ruisselé, et entre 45 et 90 % de la charge sont entraînés par 60 % du volume

ruisselé. Ce comportement des MES est comparable aux observations de Legret et al. (1997) pour de eaux de ruissellement de chaussées autoroutières. Le premier flot d'orage n'apparaît que dans un cas, au mois d'octobre.

En ce qui concerne la DCO, entre 30 et 45 % de la charge sont entraînés par 30 % du volume, entre 50 et 90 % de cette charge sont entraînés par 60 % du volume. Le premier flot d'orage n'est pas non plus très marqué. Il en résulte que dans une perspective de traitement des eaux de ruissellement la seule prise en compte du premier flot n'est pas suffisante pour obtenir un abattement suffisant de la pollution.

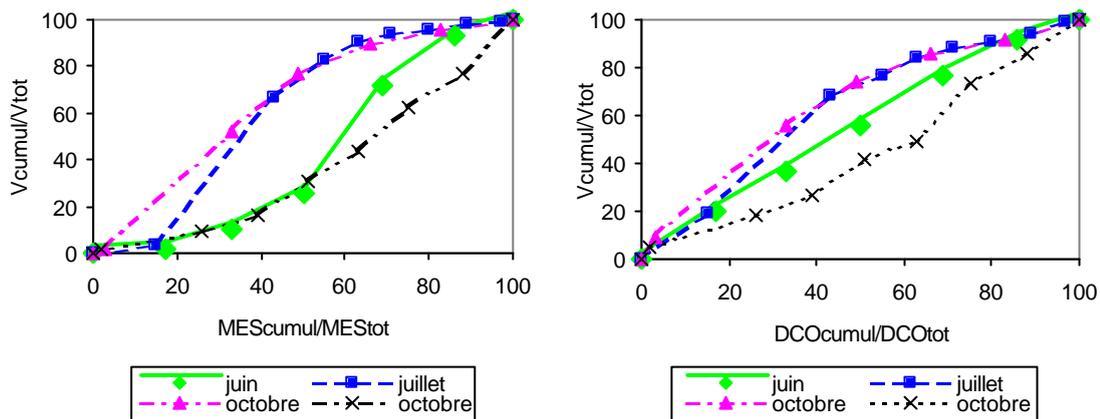


Figure 39 : Evolution des charges en MES et DCO en fonction du volume ruisselé

### 6.3 caractérisation des sédiments du bassin de rétention et de la chambre a sable

Afin de compléter les informations obtenues par les bilans sur les eaux pluviales, des analyses de sédiments ont été faites dans le bassin de retenue alimenté par les eaux pluviales de la zone étudiée. Des prélèvements ont également été faits dans la chambre à sable située à l'amont du bassin.

#### 6.3.1. Présentation du bassin de rétention

Le bassin créé au milieu du XX<sup>ème</sup> siècle draine le quartier de St Joseph de Porterie, il mesure 160 m de long et en moyenne 26 m de large. Il s'agit d'un bassin en eau dont la profondeur varie de 1 m à l'amont à 2,80 m à l'aval. Les boues qui arrivent par les collecteurs, décantent sur toute la longueur du bassin. Le surplus d'eau est ensuite acheminé par un trop plein d'évacuation vers le réseau, puis vers l'Erdre.

Les eaux de ruissellement sont collectées par un système d'assainissement séparatif et sont acheminées jusqu'au bassin par un gros collecteur de 2000 mm de diamètre et 3 petits collecteurs arrivant sur un côté du bassin. La surface du bassin est de 4160 m<sup>2</sup> avec une profondeur qui varie d'amont en aval, le point le plus bas se trouvant au niveau du trop plein d'évacuation (Figures 40, 41). Une chambre à sable a été construite en amont du bassin. Les échantillons de surface ont été prélevés à l'aide d'une benne, des carottages

ont également été réalisés mais l'épaisseur du dépôt n'était que de 15 cm et la vase trop fluide pour permettre une analyse des différents niveaux. Trois prélèvements de boues ont été réalisés sur le bassin d'amont en aval. Plusieurs prélèvements ont également été effectués dans la chambre à sable, un échantillon moyen des différents prélèvements a été constitué et analysé.



Figure 40 : St Joseph de Porterie : bassin de retenue des eaux pluviales



Figure 41 : St Joseph de Porterie : chambre à sable

### 6.3.2 Caractéristiques des sédiments

Le tableau XVI présente quelques caractéristiques des sédiments.

*Tableau XVI : quelques caractéristiques physico-chimiques des sédiments*

	D50 µm	pH	MO %	P	Fe	Ca
Chambre à sable	57	7.9	7	637	15.5	14.6
Amont	49	6.9	18	2378	39.1	6.8
Milieu	23	7.2	12	2030	33.5	8.7
Aval	12	6.7	12	1673	27.6	9.2
Moyenne bassin	28	6.9	14	2027	33.4	8.2
Ecart type	19	0.3	3.5	287	4.8	1.03

Les sédiments du bassin sont très fins, ceux de la chambre à sable sont plus grossiers (D50 = 75 µm) ce qui montre le bon fonctionnement de la chambre. On constate un tri granulométrique des particules dont la taille diminue de l'amont (49 µm) à l'aval (12 µm). Le pH est proche de la neutralité, avec une moyenne de 6.9. La teneur en matière organique est élevée, surtout dans le bassin (14 % en moyenne) ce qui peut s'expliquer par la présence d'arbres autour de la retenue (les feuilles se retrouvent dans le bassin). Les concentrations en phosphore dans les sédiments du bassin sont très élevées, comparables à celles mesurées dans des retenues eutrophes. Des risques de relargage du

phosphore à partir des sédiments sont possible et pourraient contribuer à l'eutrophisation du bassin. Une partie du phosphore pourrait être du phosphore organique issu de la décomposition de la matière organique.

Les teneurs en fer et en calcium reflètent les caractéristiques naturelles du bassin versant. Les concentrations en Ca sont environ 2 fois plus fortes dans la chambre à sable, il semblerait que les particules riches en calcium soient de grandes taille car elles sédimentent dans la chambre à sable.

Les teneurs en métaux traces dans les sédiments du bassin et de la chambre à sable sont reportées dans le tableau XVII et comparées aux valeurs cible et d'intervention de la norme hollandaise relative aux sols pollués. A l'exception du chrome, toutes les concentrations en métaux des sédiments du bassin sont supérieures à la valeur cible de la norme hollandaise. Les teneurs en Zn ( $890 \text{ mg kg}^{-1}$ ) dépassent la valeur d'intervention. Afin de compléter l'étude et de relativiser les teneurs globales, la mobilité des métaux traces a été étudiée par l'intermédiaire du schéma d'extraction séquentielle du BCR. Les résultats montrent que Cd et Zn sont majoritairement sous forme « échangeable » (55-60 %) et « oxydes », ils sont donc potentiellement remobilisables et peuvent poser des problèmes environnementaux. A l'inverse, Ni et surtout Cr (80 %) sont localisés dans la fraction « résiduelle » et ne sont pas mobiles. Le cuivre, lié à la matière organique est également peu mobile. Le plomb est en partie lié à la matière organique et dans la phase « résiduelle » (65 %) mais environ 30 % sont liés aux oxydes et donc potentiellement mobiles. Ces résultats sont comparables à ceux cités dans la littérature pour d'autres sédiments de bassins (Perez-Cid et al., 1996 ; Durand 2003 ; Durand et al., 2004).

*Tableau XVII : teneurs en métaux traces des sédiments du bassin et de la chambre à sable.*

	Cd	Ni	Cr	Cu	Pb	Zn
Chambre à sable	0.5	20	34	32	70	244
Aval	2.5	53	96	123	205	731
Milieu	2.7	50	89	116	189	899
Amont	2.7	53	69	95	178	1040
Norme hollandaise 1	0.8	35	100	36	85	140
Norme hollandaise 2	12	210	380	190	530	720

Ces matériaux peuvent donc être considérés comme pollués et des précautions doivent être prises lors de leur mise en dépôt. En revanche, les sédiments de la chambre à sable, plus grossiers ( $75 \mu\text{m} / 28 \mu\text{m}$  dans le bassin), ne sont pas pollués. Les particules les plus fines et les plus polluées sont logiquement évacuées vers le bassin de retenue.

### **6.3.3. comparaison des stocks de métaux dans les sédiments et de la charge amenée par les eaux pluviales.**

Au cours du temps, les polluants s'accumulent dans les sédiments, il n'est donc pas surprenant que les concentrations en métaux y soient supérieures à celles mesurées dans les eaux de ruissellement qui alimentent le bassin. Il est alors intéressant de comparer les charges en métaux apportées par les eaux pluviales, aux stocks de métaux contenus dans

les sédiments du bassin de retenue. On fait pour cela l'hypothèse que les concentrations dans les eaux n'ont pas varié depuis 25 ans (date du dernier curage), ce qui est peu probable, du moins pour certains métaux.

Estimation du stock de métaux dans les sédiments

*Volume des sédiments.*

Il est estimé en prenant des valeurs moyenne pour la longueur (L) et la largeur (l) du bassin, ainsi que pour l'épaisseur des sédiments (e) :

$$V_s = L \times l \times e = 160 \times 26 \times 0.15 = 624 \text{ m}^3$$

*Masse des sédiments.*

La masse est calculée en prenant une densité de 2.2 pour les sédiments.

$$m_s = d \times v_s = 2.2 \times 624 = 1373 \text{ t}$$

Les résultats reportés dans le tableau XVIII montrent une bonne concordance entre les 2 estimations. Les teneurs en Cd, Cu, Ni et Zn sont très comparables, compte tenu de l'incertitude sur l'estimation. En revanche, les stocks de Cr et Pb sont 2 fois plus élevés dans les sédiments. Cette différence s'explique facilement pour Pb, par suite d'une diminution des teneurs en Pb dans les carburants depuis une dizaine d'années. La différence pour Cr est moins facile à interpréter dans le contexte péri-urbain de St Joseph de Porterie ; elle pourrait être due à une baisse d'activité industrielle, dans l'hypothèse où un atelier de traitement de surface aurait disparu.

Ces estimations, bien qu'approximatives, sont cohérentes avec les mesures de la charge transportées par les eaux pluviales.

*Tableau XVIII : St Joseph de Porterie : comparaison des stocks de métaux dans les sédiments et de la charge amenée par les eaux pluviales.*

	Stocks dans les sédiments (kg)	charges amenée par les eaux pluviales pendant 25 ans (kg)
Cd	3.6	3.3
Cr	115	51
Cu	152	204
Ni	71	81
Pb	261	146
Zn	1222	1400

## **7. QUALITE DES EAUX USEES**

### **7.1 Campagnes de mesure**

Notons tout d'abord que les données issues du recensement de 1999 et de la consommation d'eau potable montrent que le bassin versant eaux usées de Saint Joseph de Porterie a une population de 3.000 habitants pour une consommation de 107500m<sup>3</sup> par an.

Différentes campagnes de mesure ont été effectuées pour évaluer la qualité des eaux usées issues du bassin de Saint Joseph, déduction faite des apports du quartier amont de la Chantrerie (poste de refoulement de Port La Blanche) :

- campagne du 16/05/2002 : prélèvements ponctuels à différentes profondeurs à l'exutoire du bassin, analyse des Matières en Suspension (MES) et des Matières Volatiles en Suspension (MVS) ;
- campagne du 16/07/2002 de 9h à 24h: prélèvements globaux toutes les 30 minutes à l'exutoire (donc influencés par la Chantrerie), analyse des MES ;
- campagne du 23/07/2002 de 9h21 à 13h11 : le préleveur étant déclenché en dessous d'un seuil de débit, les prélèvements ne concernent que les eaux usées du bassin de Saint Joseph. Analyse des MES ;
- campagne du 31/07/2002 de 10h47 à 14h30 : le préleveur étant déclenché au dessus d'un seuil de débit, les prélèvements concernent l'apport global y compris l'amont. Analyse des MES ;
- campagne du 25/02/03 de 10h40 à 22h39 : mêmes conditions de prélèvement que le 31/07, mais les paramètres mesurés sont les MES, les matières volatiles en suspension (MVS) et la demande chimique en oxygène (DCO).
- bilan 24 heures du 23/07/2003 : constitution d'échantillons moyens de jour (prélèvements manuels) et de nuit (prélèvements automatiques) à l'exutoire du bassin. L'échantillon moyen de jour a été constitué pendant l'arrêt des pompes de Port La Blanche, proportionnellement au débit en se basant sur les débits du jour précédent. Pour l'échantillon moyen de nuit le préleveur était déclenché comme ci-dessus en dessous d'un seuil de débit. Pour appréhender les apports amont, 2 échantillons moyens de jour (matin et après-midi) ont également été constitués pendant la marche des pompes de Port La Blanche, en prélevant 200 ml 3minutes après chaque démarrage;
- bilan 24 heures du 30/09/2003 : constitution d'échantillons moyens de jour et de nuit par prélèvements à l'exutoire (proportionnels au débit tous les 45 m<sup>3</sup>) et au niveau du poste de refoulement de Port la Blanche (déclenchement à chaque démarrage de la pompe P2).

### **7.2 Transport solide en réseau**

Le bassin versant de Saint Joseph de Porterie est situé à l'amont du réseau d'assainissement, les résidus ne sont donc quasiment pas transformés. On peut ainsi observer tant le passage de déjections humaines que de papier hygiénique ou de mousse type lessive. Ceci n'a cependant pas a priori entraîné une maintenance plus élevée du matériel de mesure. Par ailleurs aucune sédimentation n'a été observée dans le collecteur étudié (sauf pendant la période mars-juin 2003 consécutivement à des travaux), seule une faible sédimentation a été constatée dans le petit collecteur (circulaire de 150 mm de diamètre) arrivant de l'ouest au niveau du regard aval mais cela n'influe pas sur le régime hydraulique du tronçon que nous étudions.

La Figure 41 (campagne du 16/05/2002) montre les variations verticales de concentrations en matières en suspension et en matières volatiles en suspension en fonction du fonctionnement ou non des pompes de Port La Blanche. On constate que le démarrage des pompes crée une dilution mais ne modifie pas la composante fortement organique (80%) des solides transportés en suspension.

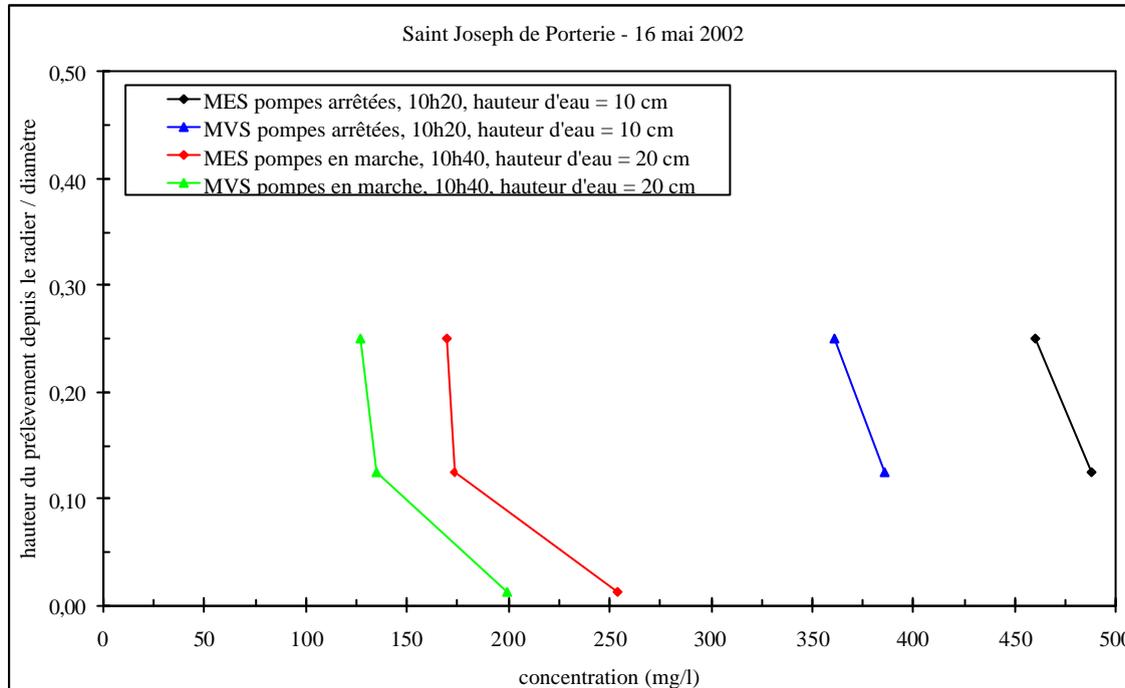


Figure 41 : Concentrations en matières en suspension.

Si nous prenons comme concentration moyenne  $C_{moy}$  la concentration calculée par une méthode des aires par tranches horizontales, comme vitesse  $V$  celle mesurée à l'aval pour les cas similaires (avec ou sans les pompes) et pour surface mouillée  $S_m$  celle pour la hauteur d'eau en aval aux instants considérés, le débit massique peut être calculé par la relation :  $Q = C_{moy} \times V \times S_m$ .

Ces données sont récapitulées dans le Tableau XIX, qui montre que malgré la dilution (puisque la concentration est divisée par 2,7) le débit massique est quadruplé pendant la marche des pompes, ce qui traduit un apport amont, et aussi peut être une remise en suspension de dépôts dans le collecteur de Saint Joseph.

Tableau XIX : Débit massique pendant l'arrêt et la marche des pompes de Port La Blanche

Situation	Concentration moyenne mg/l	vitesse aval m/s	hauteur en aval m	débit massique kg/s
Pompes arrêtées	474,77	0,20	0,11	0,003
Pompes en marche	173,96	0,80	0,26	0,012

Afin d'analyser l'évolution au cours de la journée des concentrations en Matières en Suspension, plusieurs campagnes de prélèvement ont été effectuées à l'exutoire du bassin. Pour celle du 16/07/2002 de 9h à 24h, des prélèvements ont été effectués toutes les 30 minutes que les pompes fonctionnent ou non. Les concentrations moyennes sur 2 réplicats varient de 115 à 300 mg/l. L'évolution avec le temps est classique : augmentation le matin et concentrations comprises entre 200 et 300 mg/l de 10h à 18h30, puis diminution entre 100 et 200 mg/l après 18h30.

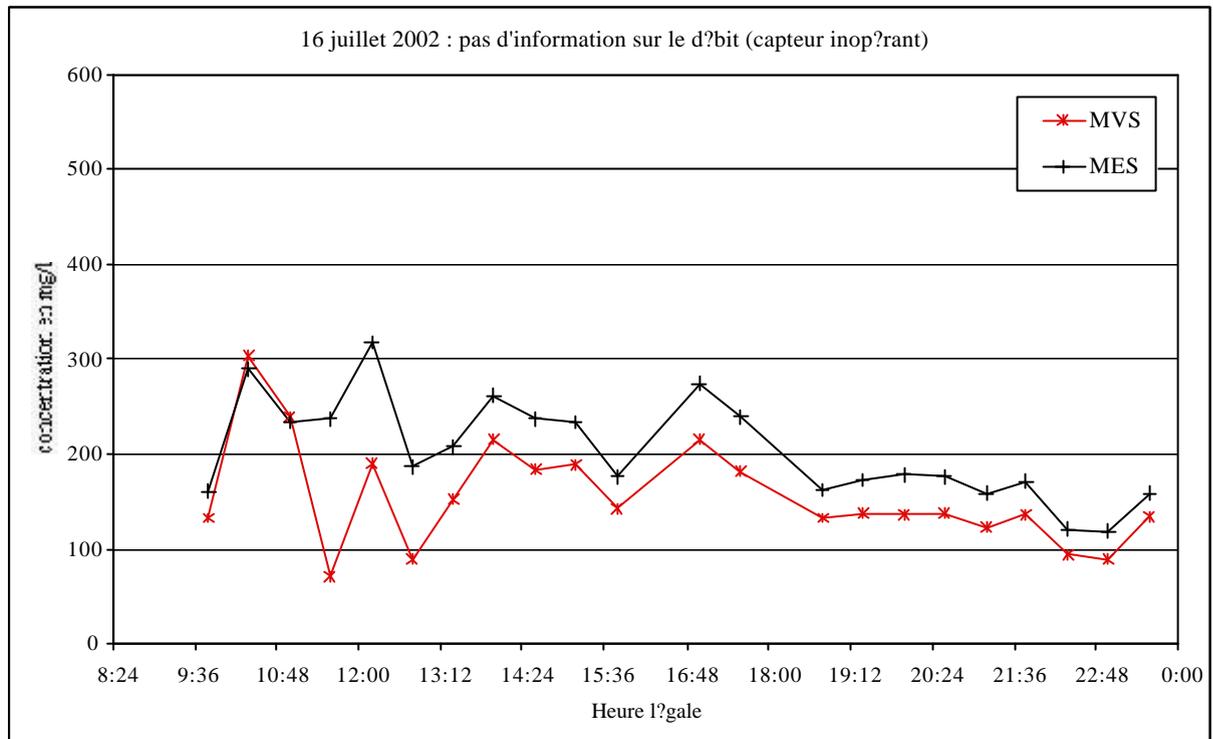


Figure 42 : Evolution de la concentrations en matières en suspension durant la journée (prélèvements toutes les 30 minutes)

Le 23 juillet les prélèvements ont été effectués pendant l'arrêt des pompes de Port la Blanche sur une consigne de débit inférieur à un seuil. On a pu observer (figure 43) d'importantes variations de la concentration au cours de la matinée avec des valeurs essentiellement comprises entre 150 et 300 mg/l mais également deux faibles valeurs (110 et 135 mg/l) en milieu-fin de matinée puis un pic très important (600 mg/l) vers 12h30. La dynamique plus importante des mesures pourrait être due au caractère très amont du bassin de Saint Joseph, comme évoqué au début de ce paragraphe. Le 31 juillet les prélèvements ont été effectués lors du fonctionnement des pompes (hauteur d'eau supérieure à 9 cm) sur une consigne de débit supérieur à un seuil. Les concentrations (figure 43) varient de 100 à 250 mg/l ce qui est tout à fait du même ordre de grandeur que les 175 mg/l obtenus lors de la campagne de mai 2002 et que les données du 16 juillet.

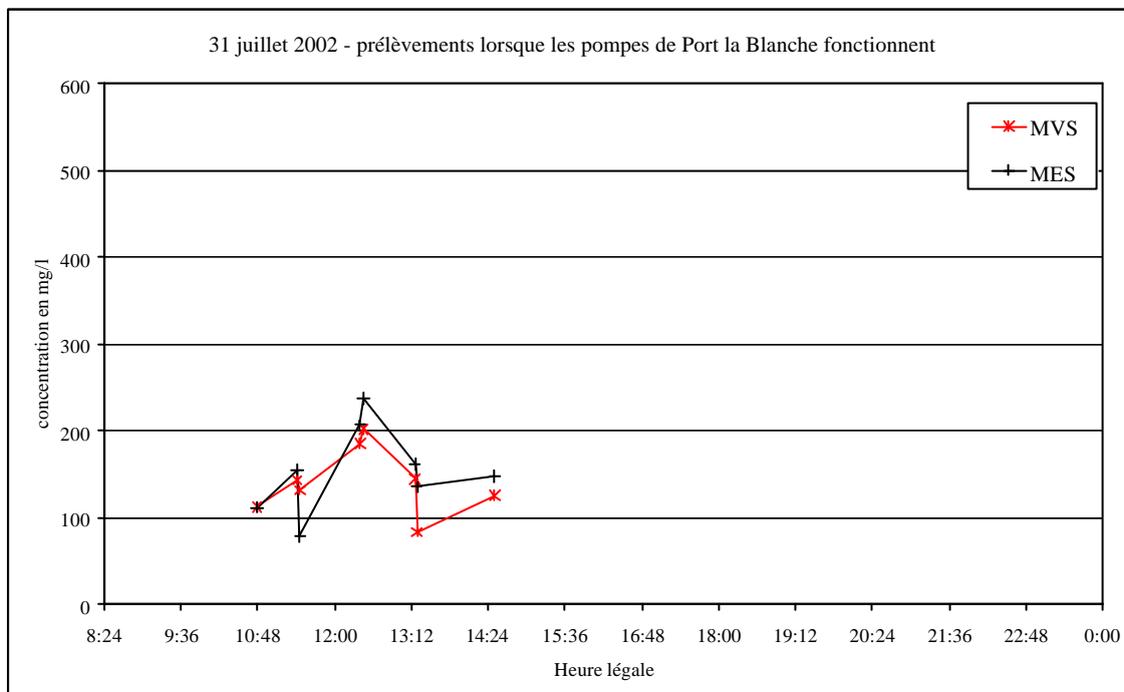
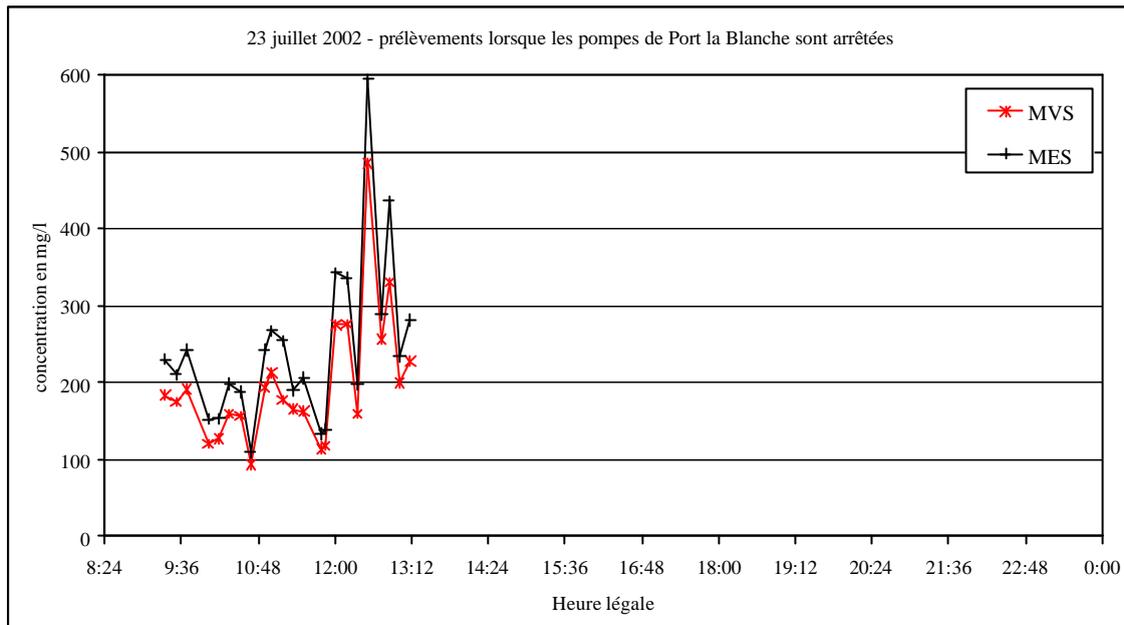


Figure 43 : Evolution de la concentrations en matières en suspension durant la journée en fonction d'une consigne en débit (préleveur Isco)

Dans tous les cas les particules inférieures à 125 microns représentent plus de 50% de la masse des matières en suspension qui sont elles mêmes organiques à plus de 70% à quelques exceptions près

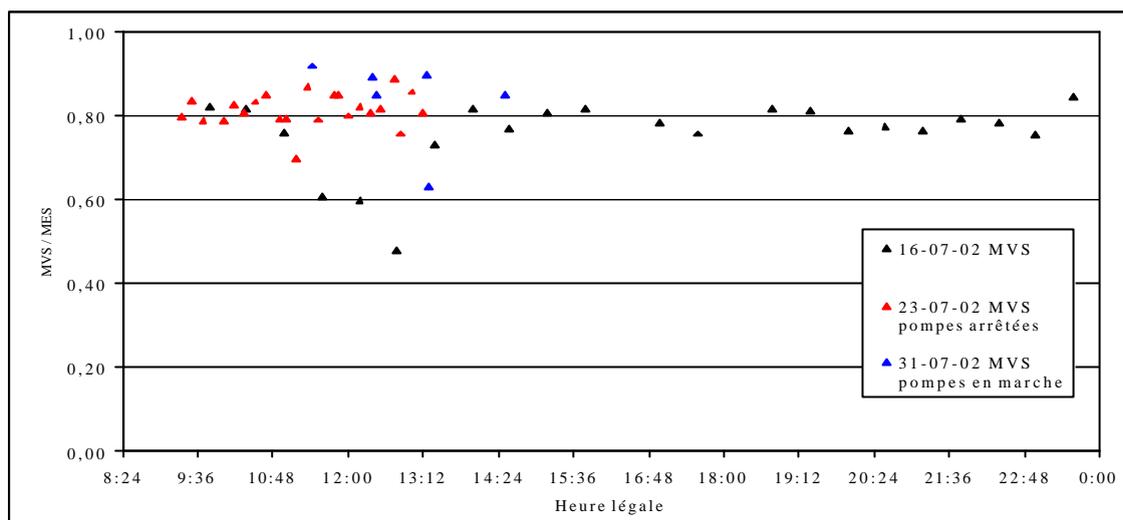


Figure 44 : Evolution de la fraction organique durant la journée

Si nous faisons une projection annuelle tenant compte d'un volume annuel de 200 000 m<sup>3</sup> (qui correspond au volume moyen journalier de 540 m<sup>3</sup> trouvé sur la période de juillet 2003 à mars 2004 : cf. partie 4) et d'une concentration moyenne de 250 mg/l (qui est par ailleurs une valeur communément mesurée à l'aval du réseau nantais), nous obtenons une charge polluante annuelle de 50 000 kg. Cette valeur est très inférieure aux 98 600 kg auxquels on peut s'attendre en considérant la valeur conventionnelle qui dit qu'un habitant produit 90g de pollution par jour et qu'il y a 3000 habitants. Dans l'état actuel de notre connaissance du réseau, nous ne pouvons expliquer ces différences qu'en faisant des hypothèses. Comme la vitesse d'écoulement varie brusquement à chaque démarrage de pompe (typiquement de 0,3 à 0,7 m/s le jour et de 0,1 à 0,7 m/s la nuit), il est possible que des solides issus du sous-bassin de St Joseph, sédimentent dans le réseau entre les phases de pompages, et soient remis en suspension et entraînés lors des épisodes de fonctionnement des pompes. Comme ceux-ci sont exclus du calcul du bilan propre au sous-bassin de St Joseph, cela entraînerait une sous estimation de la contribution propre de ce sous bassin.

Dans le cadre de la mise en oeuvre du protocole VICAS (T.S.M., 2003) pour la détermination des vitesses de chutes, la vitesse de chute des effluents a été déterminée (P. Jaumouillié et al., 2002), et comparée avec celle obtenues sur le site de Cordon Bleu (réseau unitaire avec 500.000 équivalents habitants, à 13 km en aval du bassin de St Joseph). Ces vitesses de chutes sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau XX: Classes de vitesses de chute

Configuration	V50	V70	V90
Cordon Bleu - temps sec	0.020 mm/s	0.270 mm/s	1.500 mm/s
Cordon Bleu - temps de pluie	0.170 mm/s	0.500 mm/s	2.000 mm/s
St Joseph de Porterie – pompes arrêtées	0.075 mm/s	0.310 mm/s	1.700 mm/s
St Joseph de Porterie – pompes en marche	0.220 mm/s	0.580 mm/s	2.900 mm/s

On constate que les vitesses de chute sont plus élevées à Cordon Bleu par temps de pluie que par temps sec, et à Saint Joseph quand les pompes de Port La Blanche fonctionnent que quand elles sont arrêtées, ce qui est tout à fait logique du fait que la turbulence étant plus élevée quand les débits sont plus élevés, maintient en suspension des particules de vitesses de chute plus grandes. Les pompes de Port La Blanche apparaissent donc jouer un rôle analogue dans ce réseau séparatif que les événements pluvieux dans le réseau unitaire aval, de lessivage des dépôts, ce qui est confirmé par l'absence de dépôt dans le collecteur de Saint Joseph.

### 7.3 Résultats des mesures de qualité

Le 25/02/2003 une campagne de prélèvements de temps sec a été réalisée en hiver à l'exutoire du bassin sur une consigne de niveau supérieur à un seuil comme illustré par la figure 45. La figure 46 montre que les ordres de grandeur sont les mêmes que ceux observés un an auparavant, puisque les concentrations restent comprises entre 100 et 300 mg/l sans qu'il y ait ici de pic. Ceux-ci paraissent liés à des événements ponctuels. Tout au long de la journée la fraction organique reste supérieure à 80%.

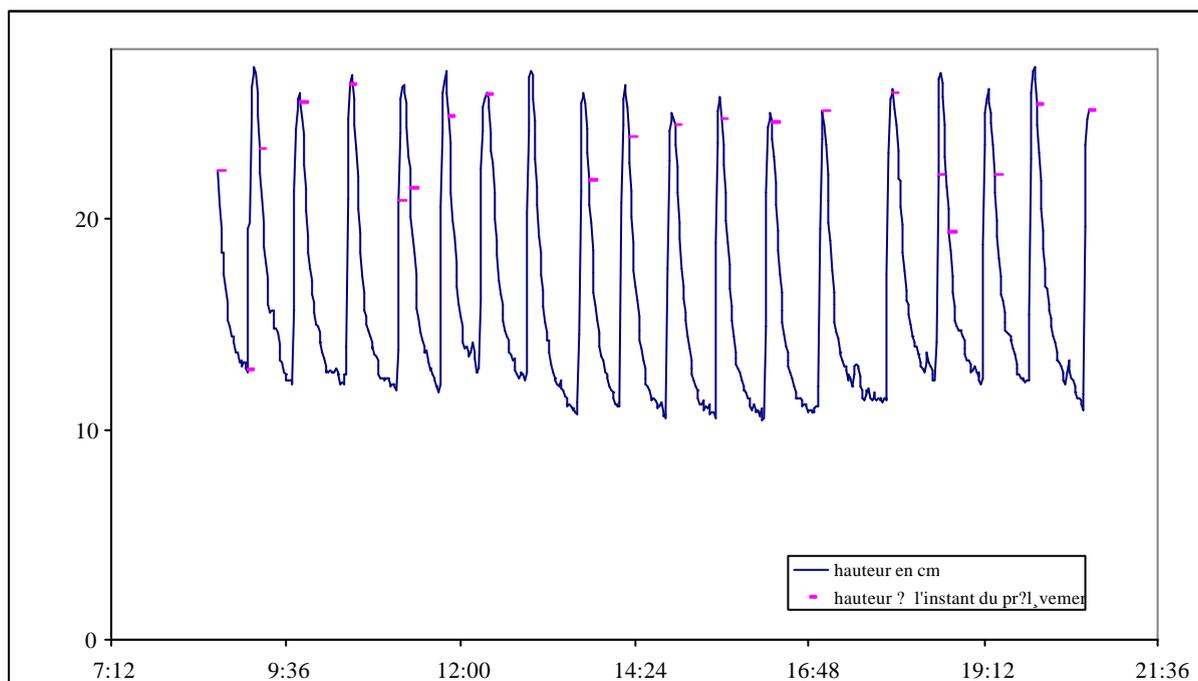


Figure 45 : Evolution de hauteur d'eau et indication des hauteurs lors des prélèvements durant la journée en fonction d'une consigne en débit (préleveur Isco)

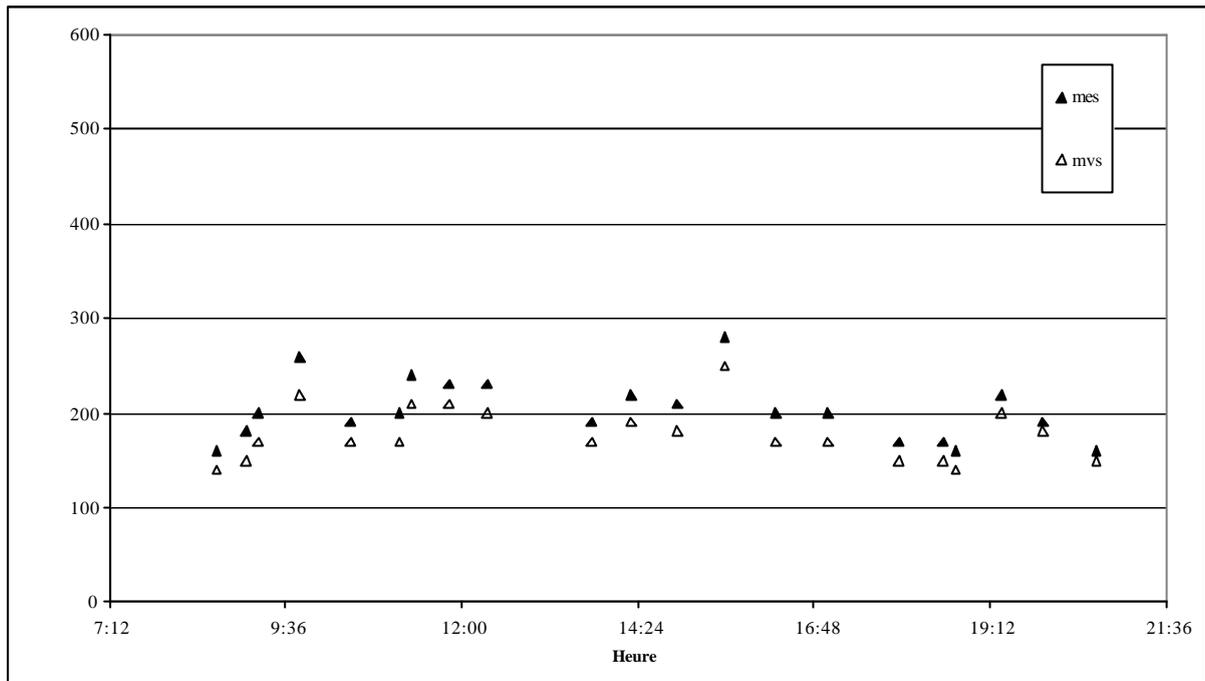


Figure 46 : Evolution de la concentration en matières en suspension durant la journée en fonction d'une consigne en débit (préleveur Isco)

Lors de cette journée d'hiver l'évolution des différents paramètres de pollution est analogue et présente un profil classique. La turbidité mesurée au LCPC suit bien l'évolution des concentrations en MES. Les valeurs plus faibles de l'IDAC correspondent à une différence de méthode (néphélométrie au lieu d'atténuation).

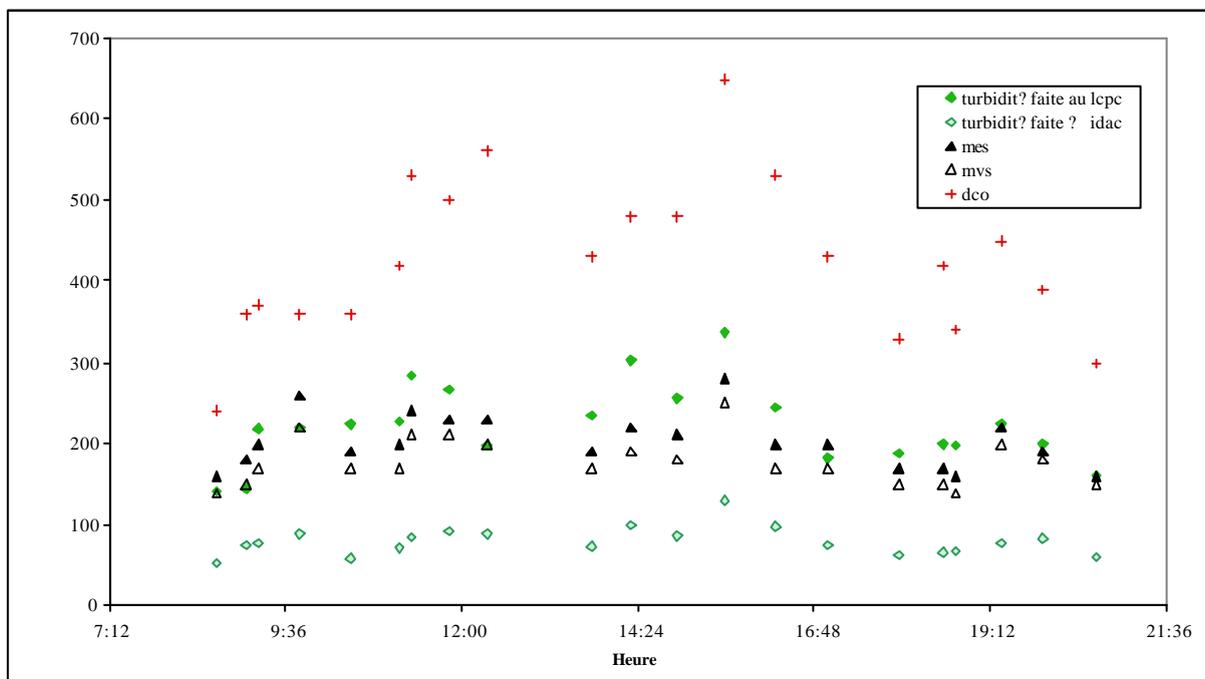


Figure 47 : Evolution des paramètres physico chimiques durant une journée de temps sec

Analyses sur échantillons moyens de temps sec pour le 23 juillet 2003 et 30 septembre 2003 :

Les résultats pour les paramètres MES et DCO sont homogènes avec ceux déjà constatés lors des campagnes précédentes. Les résultats pour les métaux lourds sont commentés par comparaison avec les résultats dans les eaux de ruissellement dans la partie 8 ci-après.

*Tableau XXI : résultats de mesure de la campagne du 23/07/2003*

polluants	stj1 jour	stj2 nuit	pompages matin	pompages après-midi
azote kjeljdahl mg/l	70	77	63	61
MES mg/l	250	130	300	200
DCO mg/l	600	360	570	460
Hydrocarbures totaux mg/l	0.85	0.25	0.28	0.32
cuivre µg/l totaux	16	19	2	5
cuivre µg/l dissous	10	7	3	6
cadmiun µg/l totaux	1	0.4	0.4	0.4
cadmiun µg/l dissous	0.1	0.2	0	0.2
chrome total µg/l totaux	5	27	5	4
chrome total µg/l dissous	3	1	2	2
nickel µg/l totaux	7	4	7	6
nickel µg/l dissous	5	3	5	5
plomb µg/l totaux	4	3	3	<2
plomb µg/l dissous	<2	<2	<2	<2
zinc totaux	118	103	138	135
zinc dissous	33	18	11	24

*Tableau XXII : résultats de mesure de la campagne du 30/09/2003*

échantillons polluants	sjo1 jour	sjo2 nuit	pompages jour	pompages nuit
azote kjeljdahl mg/l	82	61	66	43
MES mg/l	290	210	270	190
DCO mg/l	650	460	530	310
Hydrocarbures totaux mg/l	0.47	0.3	0.61	pas assez E.U
cuivre µg/l totaux	16.3	11.8	7.8	17.3
cuivre µg/l dissous	8.3	4.6	7.4	44.6
cadmiun µg/l totaux	1.58	1.51	3.16	1.28
cadmiun µg/l dissous	0.13	<0.1	<0.1	<0.1
chrome total µg/l totaux	6.3	4.7	11.1	5.8
chrome total µg/l dissous	1.8	2.1	2.3	1.5
nickel µg/l totaux	7	6.6	10.4	9.1
nickel µg/l dissous	4.4	5.7	5.2	3.4
plomb µg/l totaux	5.1	4.8	5.8	4.8
plomb µg/l dissous	<2	<2	<2	<2
zinc totaux	161	132	282	163
zinc dissous	29	20	68	44

## 8. BILAN QUALITATIF GLOBAL

Le tableau XXIII permet de comparer la qualité des eaux pluviales et des eaux usées sur le bassin de St Joseph de Porterie.

*Tableau XXIII : St Joseph de Porterie - Comparaison des concentrations en polluants dans les eaux pluviales et les eaux usées au cours de la période septembre 2002-décembre 2003.*

	Cd mg l <sup>-1</sup>	Cr mg l <sup>-1</sup>	Cu mg l <sup>-1</sup>	Ni mg l <sup>-1</sup>	Pb mg l <sup>-1</sup>	Zn mg l <sup>-1</sup>	MES mg l <sup>-1</sup>	DCO mg l <sup>-1</sup>	NTK mg l <sup>-1</sup>
EP	0.39	4	28	8	21	183	112	32	2
EU	1.1	5	17	6	4	127	220	518	72

Les concentrations en MES sont deux fois plus fortes pour les eaux usées, de manière logique, la pollution organique est également plus importante dans les eaux usées : 518 mg l<sup>-1</sup> / 32 mg l<sup>-1</sup> pour la DCO et 72 mg l<sup>-1</sup> / 2 mg l<sup>-1</sup> pour l'azote total. Alors que les eaux pluviales ne nécessitent pas de traitement de la pollution organique, il n'en va pas de même pour les eaux usées.

D'une manière générale, les concentrations en métaux traces sont faibles et ne poseraient pas de problème en cas de rejet dans le milieu naturel (à l'exception de Zn dans les eaux pluviales). Les concentrations en Cr et Ni sont très faibles et comparables dans les 2 cas. Les teneurs en Cd sont plus élevées dans les eaux usées (1.1 / 0.39 mg l<sup>-1</sup>) mais restent inférieures aux valeurs du décret relatif à la production d'eau potable à partir des eaux de surface. Les concentrations en Cu, Pb et Zn sont plus élevées dans les eaux pluviales.

Le tableau XXIV montre que, dans les eaux usées, à l'exception de Ni, la majorité des métaux se trouve sous forme particulaire. Cette distribution est légèrement différente de celle observée pour les eaux pluviales. En effet, dans ce dernier cas, Cr et Zn sont principalement sous forme dissoute. Cette différence s'explique sans doute par la nature des particules, plus organiques dans les eaux usées.

*Tableau XXIV : St Joseph de Porterie - Comparaison de la répartition des métaux entre les phase particulaires et dissoutes dans les eaux pluviales (EP) et les eaux usées (EU).*

	Dissous %	Particulaire %
Cd EP	30	70
EU	9	91
Cr EP	60	40
EU	40	60
Cu EP	30	70
EU	41	59
Ni EP	60	40
EU	83	17
Pb EP	10	90
EU	1	99
Zn EP	53	47
EU	20	80

## 9. CONCLUSION

Au terme de cette étude menée de septembre 2002 à mars 2004, plusieurs éléments peuvent être mis en avant pour préciser le fonctionnement du bassin versant péri-urbain de St Joseph de Porterie et contribuer à une meilleure gestion des eaux et des sédiments sur ce bassin.

Le bilan hydrologique quantitatif global montre que pour la période considérée, environ 42 % de la pluie sont évacués par les réseaux : 34 % par le réseau d'eaux pluviales, 8 % par le réseau d'eaux usées. Le reste s'évapore donc ou s'infiltré dans la nappe phréatique. Parmi les 8 % drainés par le collecteur d'eaux usées, environ la moitié (3.6 %) sont des eaux parasites de captage (EPC), le reste étant des eaux parasites d'infiltration (EPI).

Une estimation du débit d'eaux sanitaires montre que 60 % sont des eaux usées, 15 à 18 % des EPI, 14 à 17 % des EPC. Globalement, les apports d'eaux claires sont de l'ordre de 30 % du débit total d'eaux sanitaires.

Concernant la qualité des eaux, les teneurs en métaux traces s'avèrent dans l'ensemble relativement faibles et inférieures aux valeurs recommandées pour les eaux de surface de bonne qualité ; les teneurs en hydrocarbures totaux et HAP ne semblent pas non plus poser de problème. Les concentrations en pesticides (glyphosate et diuron) dans les eaux pluviales dépassent en revanche les seuils fixés pour la production d'eau potable à partir des eaux de surface.

Il apparaît par ailleurs que le premier flot d'orage est peu marqué. Par conséquent, si un traitement des eaux de ruissellement était envisagé, la seule prise en compte du premier flot ne serait pas suffisante pour obtenir un abattement suffisant de la pollution.

Les eaux pluviales sont déversées dans un bassin de rétention où s'exerce régulièrement une activité de pêche ; des analyses de pesticides dans la chair des poissons devraient être pratiquées afin de s'assurer de leur qualité. Dans une perspective d'amélioration de la qualité des eaux pluviales sur le bassin, on pourrait prévoir une réduction à la source de l'emploi des pesticides, notamment de l'utilisation des désherbants sur les voiries urbaines.

Les analyses montrent que les sédiments du bassin de retenue de St Joseph de Porterie sont relativement contaminés par les métaux traces (Cd, Cu, Pb), la contamination en Zn est très importante. Le dosage des pesticides, très délicat dans les sédiments, n'a pas pu être réalisé mais on peut s'attendre à des concentrations élevées en ces polluants.

De plus, les teneurs élevées en phosphore dans les sédiments sont susceptibles d'engendrer l'eutrophisation du plan d'eau ce qui diminuerait fortement son attrait. En effet, le phosphore contenu dans les sédiments peut être relargué par suite d'une modification des conditions physico-chimiques du milieu (baisse de la teneur en oxygène dissous au niveau du fond notamment), il devient alors disponible pour la croissance des algues.

Du fait de leur contamination, les sédiments ne peuvent pas être mis en décharge sans précautions en cas de curage du bassin. Il n'existe pas, à l'heure actuelle, de cadre

législatif spécifique relatif aux sédiments de l'assainissement pluvial ; des travaux sont en cours au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, en collaboration avec d'autres organismes, pour proposer des solutions de traitement et de valorisation de ces matériaux.

## BIBLIOGRAPHIE

- AFNOR. (1999). Qualité des sols, volume 1 et 2, Edition AFNOR, Paris.
- Ahyerre M. (1999), Bilans et mécanismes de migration de la pollution organique en réseau d'assainissement unitaire., Thèse de doctorat - Université de Paris 6, 250 pages.
- Characklis, G.W. and Wiesner, M.R. (1997). Particles, metals and water quality in runoff from large urban watershed. *J. Environ. Eng.*, Aug. 1997, 753-759.
- Chebbo G. (1992), Solides des rejets pluviaux urbains : caractérisation et traitabilité., Thèse de doctorat - Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 413 pages + annexes.
- Colandini, V. (1997). Effets des structures réservoirs à revêtement poreux sur les eaux pluviales: Qualité des eaux et devenir des métaux lourds. *Thèse de doctorat*, Université de Pau et des pays de l'Adour., 162 p.
- Décret 2001-1220 (2001) du 20 Décembre sur les eaux de surface destinées à la production d'eau potable. Journal officiel de la République Française, 21 Décembre 2001.
- Durand C., Ruban V., Clozel B., Amblès A. (2004). Characterisation of sludge from retention/infiltration ponds – potential mobility of trace metals. Proceedings Novatech 2004, 1285-1292. Lyon 6-11 juin.
- Durand C. (2003). Caractérisation physico-chimique des produits de l'assainissement pluvial. Origine et devenir des métaux traces et des polluants organiques. Thèse univ. Poitiers, 250 p.
- Flores-Rodriguez, J. (1992). Les métaux toxiques dans les eaux pluviales en milieu urbain : caractéristiques physico-chimiques. *Thèse Doctorat*, Université de Paris XII-Val de Marne, 216 p.
- Fram, S., Stenstrom, M.K. and Silverman, G. (1987). Hydrocarbons in urban runoff. *J. Environ. Eng.*, 113, 1032-1046.
- Gromaire-Mertz, M.-C., Gonzales, A., Garnaud, S. and Chebbo, G. (2001). Caractérisation des eaux urbaines. *TSM*, 5, 41-52.
- Hoffman, E.J., Mills, G.L., Latimer, J.S. and Quinn, J.G. (1984). Urban runoff as a source of polycyclic aromatic hydrocarbons to coastal waters. *Environ. Sci. Technol.*, 18, 580-587.
- Jaumouillié P., Larrarte F., (2002), Experimental studies of settling velocities of suspended solids in sewers., 11th International Conference on Transport and Sedimentation of Solid Particles, Septembre 2002, Gand, Belgique
- Lara-Cazenave, M.M. (1994). Spéciation des métaux lourds (Cd, Cu, Pb, Zn) dans les eaux de ruissellement. *Thèse de doctorat*, Université de Pau et des pays de l'Adour, 149 p.
- Lee, J.H. and Bang, K.W. (2000). Characterisation of urban stormwater runoff. *Wat. Res.*, 34, 1773-1780.
- Legret, M., Le Marc, C. and Demare, D. (1997). Pollution des eaux de ruissellement de chaussées autoroutières. L'autoroute A11 près de Nantes. *Bull. Labo. Ponts et Chaussées*, 211, 101-115.
- Legret, M. and Pagotto, C. (1999). Evaluation of pollutant loadings in urban runoff waters from a major rural highway. *Sci. Tot. Environ.*, 235, 143-150.

- Montrejaud-Vignoles, M., Roger, S. and Heremans, L. (1996). Runoff water pollution of motorway pavement in mediterranean area. *Proc. 7<sup>th</sup> Intern. Conf. Urban Storm Drainage*, Hannover, 247-252.
- Pagotto, C., Legret, M. and Le Cloirec P. (2001). Comparison of the hydraulic behaviour and the quality of highway runoff water according to the type of pavement. *Wat. Res.*, 34, 4446-4454.
- Pèrez-Cid, B., Lavilla, I. and Bendicho, C. (1996). Analytical assessment of two sequential extraction schemes for metal partitioning in sewage sludges. *Analyst.*, 121, 1479-1484.
- Pitt, R., Field, R., Lalor, M. and Brown, M. (1995). Urban stormwater toxic pollutants: assessment, sources, and treatability. *Wat. Environ. Res.*, 67, 260-274.
- Quevauviller, PH., Ure A., Muntau H. and Griepink B. (1993). Improvement of analytical measurements within the BCR programme: single and sequential extraction procedures applied to soil and sediment analysis. *Intern. J. Environ. Anal. Chem.*, 51, 129-134.
- Smullen, J.T., Shallcross, A.L. and Cave, K.A. (1999). Updating the US nationwide urban runoff quality data base. *Wat. Sci. Tech.*, 39, 9-16.
- T.S.M., 2003, Dossier : actes du colloque ASTEE SHF « les bassins de stockage décantation en réseau d'assainissement », Techniques, Sciences, Méthodes, n°12, décembre 2003, 112 p.