



**Ecole Nationale du Génie de  
l'Eau et de l'Environnement  
de Strasbourg**

1, quai Koch BP 1039F  
67070 STRASBOURG

**ANJOU RECHERCHE**



**ANJOU RECHERCHE**

Chemin de la Digue

B.P. 76

78603 MAISONS-LAFFITTE



# Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage

Juillet 2006

## Contributions de l'ouvrage

Cet ouvrage a été rédigé en grande partie par José VAZQUEZ, Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg, Mathieu ZUG, Direction Technique de la Générale des Eaux Région Ouest ainsi que par Laurent PHAN et Christophe ZOBRIST, Anjou Recherche.

Ont fortement contribué à l'élaboration du contenu, Marc BUYER et Gislain LIPEME KOUYI grâce à leur travail de thèse ainsi que Antoine SADOWSKI, Dominique LAPLACE et Claude JOANNIS pour la relecture et leurs remarques.

Ont également apporté leurs avis ou effectué une relecture: Vincent PAREZ, Frédéric BLANCHET, Didier BELLEFLEUR et Rémi WAGNER.

Ont permis de concevoir cet ouvrage : Marylène FRANCOIS, Sylvie FLAMENT, Stéphanie HAM, Hélène COMBES, Jean-Michel DUPONT, Anne BEZIAT, Vincent RIVASSEAU, Matthieu ANSTETT, Laure CHARDON, Yann GALLIN, Yannick SIMONIN et Didier ROLLET, Bérengère LABEYRIE, Cécile STELS, Emeline VIARD, Martin FISCHER.

# SOMMAIRE

|  |           |
|--|-----------|
| <b>PARTIE I - INTRODUCTION : QU'EST-CE QU'UN DEVERSOIR D'ORAGE ?.....</b>  | <b>8</b>  |
| CHAPITRE 1 : DEFINITION ET FONCTIONS .....   | 9         |
| 1. <i>Définition</i> .....   | 9         |
| 2. <i>Fonctions</i> .....  | 12        |
| 2.1. Courbe de fonctionnement.....   | 13        |
| 2.2. Principe de dimensionnement.....  | 14        |
| 2.3. Principe de diagnostic.....   | 15        |
| CHAPITRE 2 : COMPOSITION DES OUVRAGES ANNEXES .....  | 16        |
| 1. <i>Ouvrages à l'intérieur du déversoir</i> .....  | 16        |
| 2. <i>Déversoirs associés aux bassins</i> .....  | 17        |
| CHAPITRE 3 : CONTRAINTES INFLUENÇANT LE FONCTIONNEMENT DES DEVERSOIRS D'ORAGE .....  | 19        |
| CHAPITRE 4 : CONCLUSION .....  | 20        |
| <br>   |           |
| <b>PARTIE II - CONTEXTE : POURQUOI UN GUIDE TECHNIQUE SUR LES DO ? .....</b>   | <b>21</b> |
| CHAPITRE 1 : CONTEXTE SCIENTIFIQUE : LES REJETS URBAINS DE TEMPS DE PLUIE.....   | 22        |
| 1. <i>Caractérisation des Rejets Urbains de Temps de Pluie</i> .....   | 22        |
| 2. <i>Origines de la pollution pluviale</i> .....  | 23        |
| 2.1. Pollution atmosphérique .....   | 23        |
| 2.2. Lessivage des sols et apports du ruissellement .....  | 23        |
| 2.3. Importance de la pollution urbaine par temps de pluie .....   | 23        |
| 2.4. Spécificité de la pollution des rejets urbains par temps de pluie.....  | 24        |
| 3. <i>Effets et impacts des RUTP sur le milieu naturel</i> .....   | 24        |
| 3.1. Différents types d'effets .....   | 24        |
| 3.2. Différents types d'impacts .....  | 25        |
| 4. <i>Conclusion</i> .....   | 26        |
| CHAPITRE 2 : CONTEXTE REGLEMENTAIRE : L'AUTOSURVEILLANCE .....   | 27        |
| 1. <i>Avant la loi sur l'eau</i> .....   | 27        |
| 1.1. Eaux pluviales : droit public ou droit privé ?.....   | 27        |
| 1.2. Guides de "bonnes pratiques" .....  | 27        |
| 1.3. Remarque.....   | 28        |
| 2. <i>Prise de conscience des rejets de temps de pluie dans la législation</i> .....   | 28        |
| 3. <i>Application de la loi sur l'eau (décrets, arrêtés, circulaires)</i> .....  | 29        |
| 3.1. Déclaration/Autorisation.....   | 29        |
| 3.2. Sanctions pénales.....  | 30        |
| 3.3. Prescriptions techniques des ouvrages.....  | 31        |
| 3.4. Prise en compte des eaux pluviales dans les réseaux unitaires .....   | 32        |
| 4. <i>Surveillance et autosurveillance</i> .....   | 33        |
| 4.1. Principe de l'autosurveillance.....   | 33        |
| 4.2. Surveillance des ouvrages de collecte.....  | 33        |
| 4.3. Qui est responsable de l'autosurveillance ? .....   | 34        |
| 4.4. Délai de mise en place de l'autosurveillance .....  | 34        |
| 4.5. Que faire en cas de dépassement des échéances européennes ?.....  | 35        |
| 4.6. Manuel d'autosurveillance.....  | 35        |
| 4.7. Contrôles des rejets des déversoirs d'orage .....   | 35        |
| 4.8. Sanctions pénales.....  | 35        |
| 5. <i>Conclusion</i> .....   | 36        |
| <br>   |           |
| <b>PARTIE III - DÉMARCHE DU PROJET GLOBAL « DÉVERSOIR D'ORAGE » ET UTILISATION DE CE GUIDE DANS LE CONTEXTE DE L'AUTOSURVEILLANCE.....</b> | <b>37</b> |
| CHAPITRE 1 : DEMARCHE DU PROJET GLOBAL.....  | 38        |
| 1. <i>Bibliographie</i> .....  | 38        |
| 2. <i>Classification</i> .....   | 38        |
| 3. <i>Utilisation d'un banc d'essais physiques</i> .....   | 38        |
| 4. <i>Intérêt d'un banc d'essais numériques</i> .....  | 38        |
| 5. <i>Synthèse et guide technique</i> .....  | 38        |

|  |           |
|--|-----------|
| CHAPITRE 2 : UTILISATION DE CE GUIDE POUR LA MISE EN PLACE DE L'AUTOSURVEILLANCE.....            | 40        |
| 1. Détermination des ouvrages soumis à l'autosurveillance .....                                  | 40        |
| 2. Diagnostic géométrique de l'ouvrage.....  | 40        |
| 2.1. Classification .....  | 40        |
| 2.2. Environnement du DO.....  | 40        |
| 3. Diagnostic hydraulique de l'ouvrage.....  | 40        |
| 3.1. Observation visuelle .....  | 40        |
| 3.2. Outil de calcul.....  | 41        |
| 3.3. Banc d'essais physiques .....   | 41        |
| 3.4. Instrumentation temporaire.....   | 41        |
| 4. Conception et instrumentation.....  | 41        |
| 4.1. Sur DO existant .....   | 41        |
| 4.2. Sur DO modifié .....  | 41        |
| 5. Mise en place (protocole et étalonnage).....  | 42        |
| 6. Exploitation.....   | 42        |
| <br>   |           |
| <b>PARTIE IV - MOYENS D'ÉVALUATION DU FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE DES DEVERSOIRS D'ORAGE.....</b> | <b>44</b> |
| CHAPITRE 1 : IDENTIFICATION DES DEVERSOIRS ET DE LEUR MODE DE FONCTIONNEMENT .....               | 45        |
| 1. Différents types de déversoirs .....  | 45        |
| 1.1. Ouvrages ne possédant pas de seuil.....   | 45        |
| 1.2. Ouvrage à Seuil(s).....   | 50        |
| 1.3. Conclusion.....   | 59        |
| 2. Différentes classifications des déversoirs .....  | 60        |
| 2.1. Premier type de classification : selon le fonctionnement du DO .....                        | 60        |
| 2.2. Second type de classification : selon les principes constructifs du DO.....                 | 61        |
| 2.3. Classification selon la géométrie et l'hydraulique .....                                    | 63        |
| 3. Conclusion .....  | 69        |
| CHAPITRE 2 : ÉVALUATION DU FONCTIONNEMENT DES DO PAR LE CALCUL .....                             | 70        |
| 1. Bibliographie .....   | 70        |
| 1.1. Déversoirs frontaux à seuil haut .....  | 70        |
| 1.2. Déversoirs frontaux à seuil bas.....  | 70        |
| 1.3. Déversoirs latéraux à seuil bas.....  | 74        |
| 1.4. Déversoirs latéraux à seuil haut.....   | 74        |
| 1.5. Autres déversoirs .....   | 74        |
| 2. Modélisation 1D.....  | 75        |
| 2.1. Approche à énergie constante .....  | 75        |
| 2.2. Raisonnement basé sur l'équation de la quantité de mouvement.....                           | 75        |
| 3. Exemple de modélisation 1D : Logiciel CalDO.....  | 76        |
| 4. Modélisation 3D.....  | 78        |
| 5. Conclusions.....  | 79        |
| CHAPITRE 3 : EVALUATION DU FONCTIONNEMENT DES DO PAR LA MESURE .....                             | 81        |
| 1. Pourquoi mesurer ? .....  | 81        |
| 2. Ou et quand mesurer ?.....  | 82        |
| 2.1. Où ? .....  | 82        |
| 2.2. Quand ?.....  | 85        |
| 3. Que mesurer ?.....  | 86        |
| 3.1. La pluviométrie.....  | 86        |
| 3.2. Les débits / volumes .....  | 86        |
| 3.3. La pollution .....  | 86        |
| 3.4. Les périodes de déversement .....   | 86        |
| 3.5. Gestion des instruments de mesure .....   | 86        |
| 4. Gestion des données.....  | 86        |
| 4.1. Stockage des données .....  | 87        |
| 4.2. Sauvegarde des données .....  | 87        |
| 4.3. Analyse et validation des données .....   | 87        |
| 4.4. Exploitation des données .....  | 88        |
| <br>   |           |
| <b>PARTIE V - SYNTHÈSE ET CONCLUSIONS.....</b>   | <b>89</b> |
| <br>   |           |
| <b>GLOSSAIRE.....</b>  | <b>92</b> |
| <br>   |           |
| <b>BIBLIOGRAPHIE.....</b>  | <b>95</b> |

|  |            |
|--|------------|
| <b>ANNEXE 1 : ETUDE SUR BANC D'ESSAIS</b> .....  | <b>107</b> |
| CHAPITRE 1 : OBJECTIFS .....   | 108        |
| CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DU BANC D'ESSAIS.....  | 109        |
| 1. <i>Caractéristiques hydrauliques de l'écoulement dans le pilote</i> .....   | 109        |
| 2. <i>Alimentation de la maquette</i> .....  | 110        |
| 3. <i>Caractéristiques des déversoirs d'orage</i> .....  | 110        |
| 4. <i>Métrologie</i> .....   | 112        |
| 4.1. Dispositif de mesure des débits .....   | 112        |
| 4.2. Dispositif de mesure de la surface libre.....   | 113        |
| CHAPITRE 3 : EXPLOITATION DES RESULTATS DU BANC D'ESSAIS .....   | 114        |
| 1. <i>Comment comparer la performance de différents déversoirs d'orage ?</i> .....   | 114        |
| 2. <i>Evaluation de la performance des différents déversoirs d'orage</i> .....   | 116        |
| 2.1. Déversoirs sans entonnement ( $D_{\text{aval}}=D_{\text{amont}}$ ) et à seuil bas (Hauteur crête $< D_{\text{aval}}$ )..... | 116        |
| 2.2. Déversoirs avec entonnement (Rapport $D_{\text{aval}}/D_{\text{amont}}$ et Longueur/ $D_{\text{amont}}$ ) .....             | 117        |
| 2.3. Conclusion.....   | 119        |
| CHAPITRE 4 : VALIDATION DU LOGICIEL CALDO.....   | 120        |
| <b>ANNEXE 2 : ETUDES SUR SITES REELS (EXPERIMENTATIONS ET APPLICATIONS)</b> .....  | <b>125</b> |
| CHAPITRE 1 : FONTAINEBLEAU .....   | 127        |
| 1. <i>Choix de Fontainebleau comme site pilote</i> .....   | 127        |
| 2. <i>Description du site</i> .....  | 128        |
| 2.1. Fonctionnement par temps sec.....   | 130        |
| 2.2. Fonctionnement par temps de pluie .....   | 134        |
| 3. <i>Matériel mis en place pour l'étude</i> .....   | 136        |
| 3.1. Instrumentation "classique" .....   | 136        |
| 3.2. Détection "tout ou rien" des surverses .....  | 139        |
| 3.3. Système d'observation vidéo.....  | 142        |
| 4. <i>Bilan des actions et premières conclusions</i> .....   | 144        |
| 4.1. Récupération des données d'exploitation (matériel CGE).....   | 144        |
| 4.2. Maintenance et récupération des données issues du matériel AR/DT.....   | 144        |
| 4.3. Dysfonctionnements survenus avec le matériel installé.....  | 145        |
| 4.4. Traitement des données .....  | 145        |
| 4.5. Premières conclusions .....   | 148        |
| 4.6. Perspectives et actions à court terme .....   | 150        |
| 5. <i>Modélisation du déversoir</i> .....  | 151        |
| 5.1. Géométrie et maillage du déversoir .....  | 151        |
| 5.2. Conditions initiales et aux limites.....  | 152        |
| 5.3. Modèle de turbulence .....  | 153        |
| 5.4. Résultats des simulations.....  | 153        |
| 5.5. Traitement des résultats de simulation en temps de pluie .....  | 163        |
| 5.6. Conclusion.....   | 165        |
| CHAPITRE 2 : SELESTAT .....  | 166        |
| 1. <i>Contexte et objectifs</i> .....  | 166        |
| 2. <i>Description et fonctionnement général du réseau</i> .....  | 166        |
| 3. <i>Modélisation des déversoirs</i> .....  | 167        |
| 3.1. Caractéristiques géométriques des ouvrages étudiés .....  | 167        |
| 3.2. Maillage.....   | 170        |
| 3.3. Conditions aux limites et initiales.....  | 171        |
| 3.4. Déversoirs ayant une station de pompage à l'aval .....  | 171        |
| 4. <i>Résultats de simulation</i> .....  | 175        |
| 5. <i>Positionnement des capteurs et lois de fonctionnement</i> .....  | 177        |
| 5.1. Positionnement des capteurs sur site.....   | 177        |
| 5.2. Lois de fonctionnement .....  | 177        |
| 5.3. Limites de la validité des lois .....   | 180        |
| 6. <i>Conclusion</i> .....   | 180        |
| CHAPITRE 3 : CONCLUSION .....  | 181        |
| <b>PARTIE VI - FICHES TECHNIQUES</b> .....   | <b>182</b> |

## PRÉAMBULE

Depuis leurs créations, le rôle des déversoirs d'orage n'a cessé d'évoluer :

- On leur a assigné en premier le rôle hydraulique de trop plein ou de « soupape de sécurité » du réseau d'assainissement unitaire. On limitait ainsi la quantité d'effluents envoyée vers l'aval. Une économie sur la taille des canalisations aval pouvait être réalisée. Leur positionnement permettait, dans certains cas, de choisir le point de déversement en temps de pluie.
- Ensuite, la prise de conscience de la protection de la ressource en eau a permis la création des stations de traitement des eaux usées (STEU). On a dû adapter le débit aval des déversoirs existants en fonction du débit de référence (voir glossaire) de la STEU (circulaire 12/05/1995). On a vu apparaître dans certains réseaux un intercepteur principal permettant d'orienter, grâce à la création de déversoirs, les flux initialement déversés vers la station de traitement. Dans certains cas, on tolère même un débit aval de temps sec avec un peu de temps de pluie.
- De plus, la prise de conscience de la quantité de pollution véhiculée par les réseaux d'assainissement a permis d'enrichir le rôle des déversoirs. Ils ont ainsi pour fonction de limiter la fréquence des déversements vers le milieu naturel.
- La gestion en temps réel des systèmes d'assainissement a contraint à rendre mobiles certains déversoirs. Leur débit aval va ainsi pouvoir évoluer au cours du temps en fonction de la capacité hydraulique du réseau qui est elle-même variable en fonction de la pluie et du mode de gestion des ouvrages de contrôle.
- Enfin, les différents textes d'application de la loi sur l'Eau de 1992, renforcés récemment par la circulaire relative (6 novembre 2000) à la mise en œuvre de la surveillance des systèmes d'assainissement des eaux usées urbaines contraignent, dans certains cas, le maître d'ouvrage à connaître les flux (en hydraulique et/ou en pollution) déversés. L'instrumentation des déversoirs devient obligatoire même s'ils n'ont pas été prévus à l'origine pour cela.

La connaissance du fonctionnement hydraulique réel des déversoirs d'orage est donc primordiale dans toute étude de diagnostic ou de dimensionnement des réseaux d'assainissement. Dans le cas de l'instrumentation de ces ouvrages, la bonne connaissance au préalable du comportement hydraulique des déversoirs permet d'être pertinent sur le choix et le positionnement des capteurs ainsi que dans l'exploitation des données tout en permettant des coûts d'investissement minimisés.

L'absence de règles de construction a conduit à l'installation de déversoirs d'orage de formes très diversifiées. La complexité du fonctionnement hydraulique de ces ouvrages a conduit à la création d'un groupement. Il est constitué de l'Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg (ENGEES), de la Direction Technique de la Générale des Eaux – Veolia Water et de Anjou Recherche ; il a lancé le projet « Déversoir d'orage ». Ce projet est soutenu financièrement en partie par le Fonds National pour le Développement de l'Adduction d'Eau (FNDAE).

*L'objectif principal de cet ouvrage est de faire le point sur les outils permettant de comprendre et d'améliorer la connaissance du fonctionnement hydraulique des déversoirs d'orage. Nous avons choisi comme support d'application le contexte de l'autosurveillance.*

Cet ouvrage est constitué de cinq chapitres, de ses annexes (études de cas et fiches techniques) et accompagné d'un logiciel de calculs des déversoirs d'orage latéraux.

La première partie de cet ouvrage s'intéresse aux concepts de base permettant de caractériser d'un point de vue hydraulique un déversoir d'orage. Quelques définitions et fonctions de ces ouvrages sont rappelées.

La deuxième partie développe le contexte scientifique (Certu, 2003) et réglementaire. L'une des préoccupations actuelles des maîtres d'ouvrage et des exploitants est l'application de la circulaire relative à la mise en œuvre de la surveillance des systèmes d'assainissement. Une part importante de cette partie est donc consacrée à l'autosurveillance. Une série de fiches techniques permet d'approfondir certains aspects techniques et réglementaires.

La troisième partie montre, dans un premier temps, les études qui ont permis la création de cet ouvrage. Dans un deuxième temps, un organigramme explique comment utiliser ce guide technique dans une démarche d'autosurveillance.

La quatrième partie a pour objet la classification et l'évaluation du fonctionnement hydraulique des déversoirs. Un ensemble de fiches annexes permet d'approfondir les techniques de calcul de ces ouvrages.

La dernière partie fait la synthèse du guide technique.

Deux annexes complètent ce guide technique. La première annexe détaille l'étude réalisée sur le pilote d'Obernai ainsi que la création du logiciel de calcul des déversoirs d'orage latéraux. La deuxième annexe montre comment la démarche qui a été mise en place précédemment peut s'appliquer sur un site réel.

Trente sept fiches techniques permettent de décrire dans le détail certains points techniques et réglementaires de cet ouvrage.

# **PARTIE I - INTRODUCTION : QU'EST-CE QU'UN DEVERSOIR D'ORAGE ?**



## Chapitre 1 : Définition et fonctions

### 1. Définition

Généralement, on désigne par le terme « déversoir » des ouvrages de dérivation conçus pour les flux et limiter le débit dirigé par temps de pluie vers l'aval du réseau et donc vers la STEU. Ce terme générique de déversoir peut être précisé par différents aspects, comme par exemple Valiron (1995) ou Chocat (1997) :

- « Sur un réseau unitaire, on désigne par déversoir d'orage l'ensemble du dispositif dont la fonction est d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval » (Valiron 1995), « Une deuxième fonction du déversoir est d'assurer un partage des flux polluants entre le milieu naturel et le collecteur aval »,
- « Le déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur. Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval et en particulier dans la STEU en cas de pluie ». (Chocat 1997).

Un déversoir d'orage est donc un ouvrage de contrôle permettant une régulation hydraulique des effluents en réseau d'assainissement (Figure 1). Il dérive une partie des effluents lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur que l'on appelle "débit de référence". Le débit dérivé peut sortir complètement du système d'assainissement, soit y être réinjecté après stockage dans le bassin.

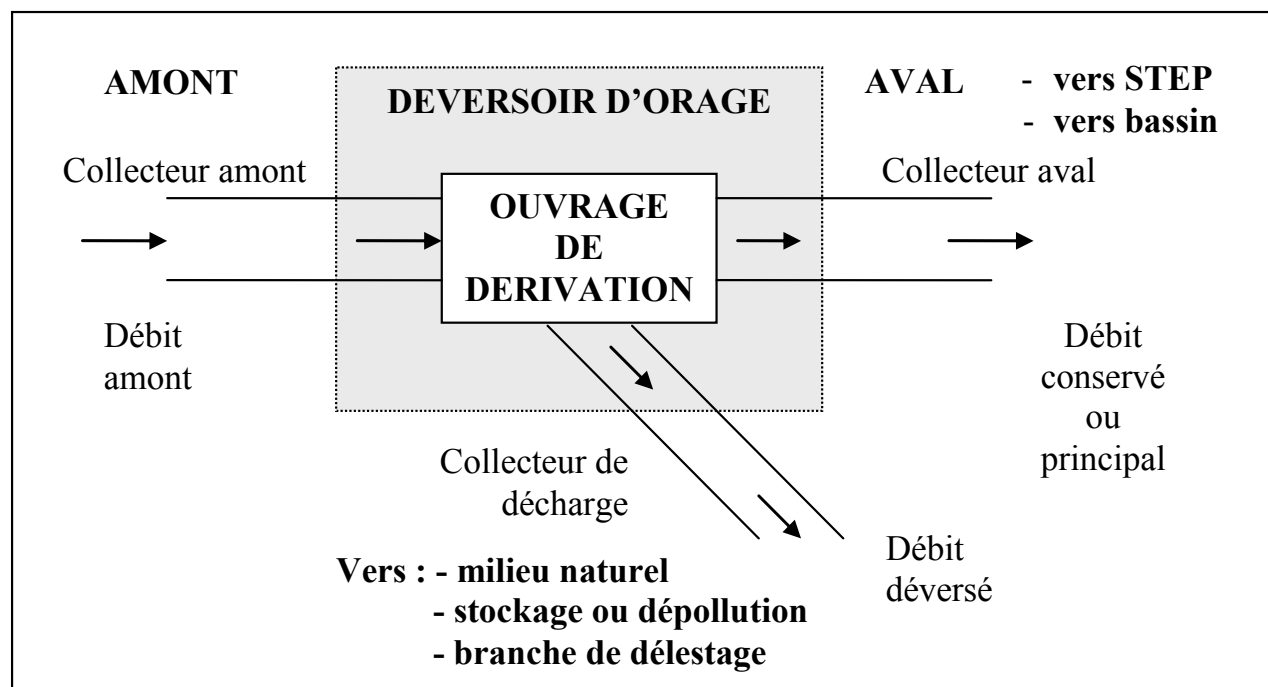


Figure 1 : Schéma de principe du déversoir d'orage



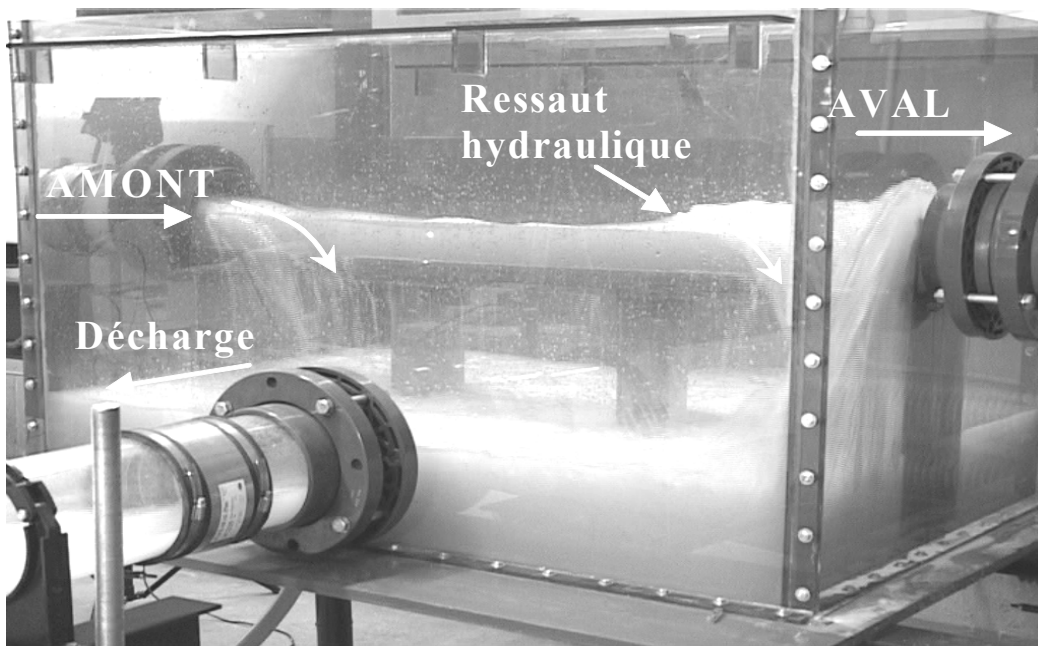
Figure 2 : Exemples de déversoir



On appelle seuil, également déversoir, un ouvrage de contrôle bien qu'il soit souvent utilisé pour la mesure de débit. La différence avec un déversoir **d'orage** réside dans le fait que le seuil n'a pas la fonction de partage de débit puisqu'il n'a pas de conduite de dérivation.

De plus, un seuil cherche à contrôler une hauteur d'eau à l'amont de l'ouvrage pour un débit amont donné alors qu'un déversoir cherche à contrôler un débit aval conservé quelle que soit la hauteur d'eau à l'amont.

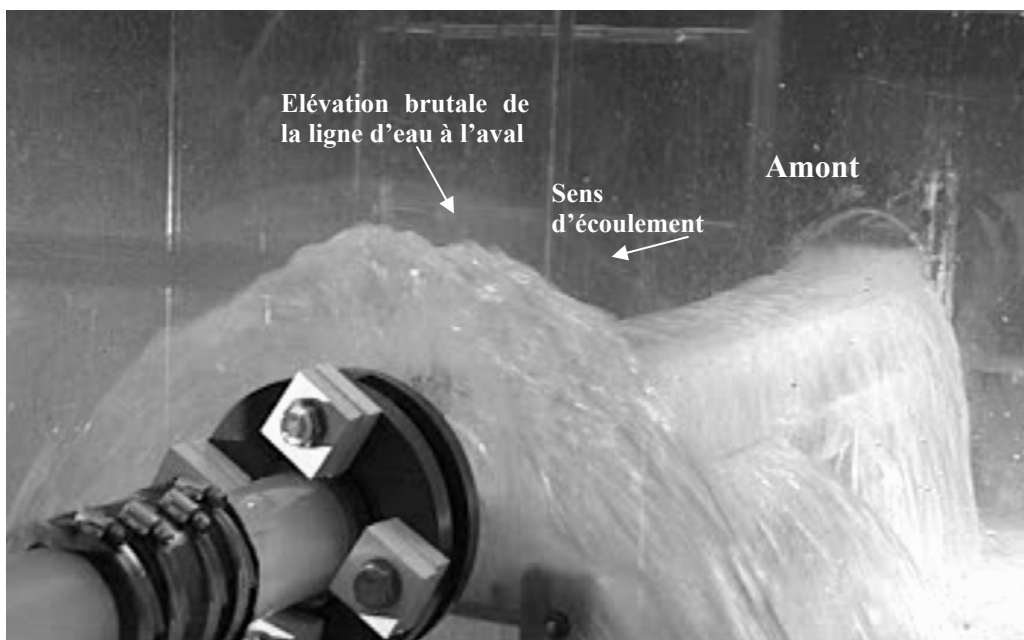
Afin de montrer la complexité du fonctionnement de ces ouvrages, la Figure 3 représente un déversoir d'orage latéral en cours de déversement. On constate qu'il déverse un peu à l'amont et beaucoup à l'aval de la crête alors qu'en partie centrale, il n'y a pas de déversement. Aux deux tiers de la crête déversante, on a une élévation rapide de la ligne d'eau qui représente un ressaut hydraulique.



**Figure 3 : Fonctionnement d'un déversoir d'orage latéral**

L'étude en laboratoire [Buyer, 2001] a montré que, pour les déversoirs latéraux, le ressaut hydraulique est souvent présent soit au droit de la crête déversante, soit dans les conduites amont ou aval de l'ouvrage.

La Figure 4 représente un autre déversoir latéral en cours de fonctionnement. D'un point de vue hydraulique, dès qu'il y a déversement, la conduite aval est en charge. Dans ce type d'ouvrage, il y a souvent une réduction de section entre la conduite d'entrée (amont) et la conduite aval, cela se traduit par un entonnement. L'effet de cet entonnement et de la mise en charge de la conduite aval génèrent une élévation importante de la ligne d'eau à l'aval de la crête déversante.



**Figure 4 : Fonctionnement d'un déversoir latéral avec entonnement**

## 2. Fonctions

L'utilisation de déversoirs et de seuil pour réguler les écoulements n'est pas une découverte récente ; leur usage remonte à une époque lointaine. Les romains déjà avaient développé des systèmes similaires à ceux d'aujourd'hui.

Au Moyen Age, l'utilisation de l'énergie hydraulique avait été rendue possible grâce à l'usage de la roue hydraulique. Des seuils maintenaient alors le niveau d'eau nécessaire au fonctionnement des roues des moulins : ce fut l'une des premières utilisations répandues de cette forme de mécanisation. Le débit régulé par le seuil et utilisé pour l'irrigation ou le fonctionnement des moulins pouvait facilement être modifié par l'ajout ou la suppression de planches sur le seuil de l'ouvrage.

Une pratique similaire a été utilisée pour les déversoirs d'orage des réseaux d'assainissement. A l'origine, comme son nom l'indique, le déversoir d'orage comportait généralement un seuil déversant calé au dessus de la ligne d'eau aval du débit de temps sec maximum. Les déversoirs d'orage conçus il y a plus d'un siècle en même temps que les réseaux unitaires d'assainissement, avaient pour objet de rejeter à la rivière les débits que les collecteurs de l'aval ne pouvaient pas véhiculer, de façon à éviter les débordements du réseau. Ils devaient donc laisser passer le débit de pointe de temps sec et évacuer à la rivière les apports dépassant deux à trois fois le débit moyen de temps sec suivant le dimensionnement donné au système.

Depuis les années 1970, après la mise en évidence de la pollution des eaux de ruissellement, une fonction supplémentaire leur a été assignée : celle d'envoyer à l'aval vers la station d'épuration le maximum de pollution et si possible tous les flottants. Cette prise de conscience s'est traduite également au niveau des textes réglementaires, où l'on trouve de nombreux articles faisant référence aux déversoirs d'orage.

Un déversoir d'orage doit donc assurer quatre fonctions principales :

- laisser transiter le débit des eaux usées de temps sec sans surverse et sans trop faire chuter la vitesse de l'écoulement afin de limiter la décantation des matières en suspension présentes dans l'effluent,
- laisser transiter les eaux usées et celles de petites pluies (niveau 1 au sens Certu, 2003) sans surverse jusqu'au débit de référence, c'est à dire le débit maximal admis à l'aval,
- déverser le débit excédentaire de pluie (au delà du débit de référence) sans mise en charge et décantation dans la conduite amont et sans surcharge excessive de débit dans le réseau à l'aval,
- Empêcher l'entrée d'eau en provenance du milieu naturel.

Dans tous les cas, le Déversoir d'Orage (DO) est constitué d'un ouvrage de dérivation recevant les eaux d'un collecteur amont, les renvoyant au collecteur aval et dirigeant le "trop plein" vers un collecteur de décharge. Les déversements peuvent se faire vers des bassins d'orage ou de dépollution. Mais ils se font le plus souvent directement vers le milieu naturel (cours d'eau et plans d'eau), exceptions faites des bras morts de cours d'eau, des canaux, et, avec des conditions particulières, dans le domaine public maritime.

Nous verrons dans le chapitre suivant l'ensemble des ouvrages annexes que l'on peut trouver avec le DO.

## 2.1. Courbe de fonctionnement

Le comportement hydraulique d'un déversoir peut être caractérisé par la courbe de fonctionnement représentée à la Figure 5.

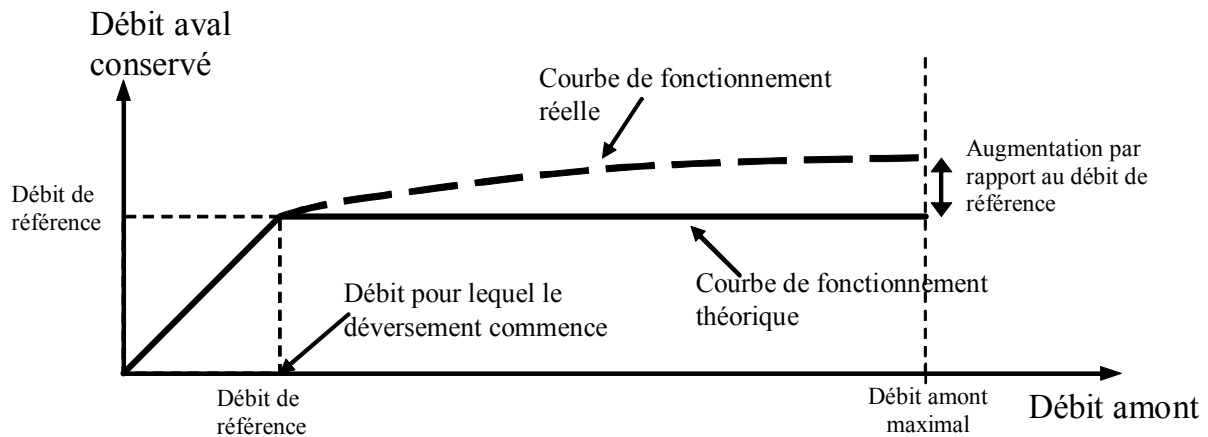


Figure 5 : Principe de fonctionnement hydraulique du déversoir d'orage

**Le débit de référence** est le débit à partir duquel l'ouvrage commence à déverser. Il peut donc représenter, par exemple :

- Le débit maximum admissible à l'aval,
- le débit d'alimentation d'une station de traitement des eaux usées (équipée ou pas d'un bassin d'orage),
- le débit des petites pluies représentant le débit de protection du milieu naturel correspondant au débit d'un événement pluvieux ayant une période de retour de quelques mois.

La courbe de **fonctionnement théorique** représente le cas de régulation idéale dans lequel quel que soit le débit amont supérieur au débit de référence, le débit conservé est égal au débit de référence. La création d'un tel déversoir nécessite une régulation dynamique représentée par exemple par une vanne autorégulée ou par une pompe.

Dans le cas des déversoirs statiques, la courbe de **fonctionnement réelle**, représentée à la Figure 5, nous montre qu'à partir du moment où le débit amont dépasse le débit de référence, le débit aval va continuer à augmenter.

La caractérisation hydraulique d'un déversoir va donc se faire en calculant :

- le débit de référence,
- l'augmentation du débit aval par rapport au débit de référence et ce pour un débit amont maximal. Ce débit maximal est le plus souvent le débit de projet pour des pluies de niveau 2 ou 3 au sens Certu, 2003. Il peut, par exemple, correspondre au débit d'un événement pluvieux ayant une période de retour de quelques années (débit décennal par exemple).

Cette augmentation de débit peut plus facilement être caractérisée par le pourcentage d'augmentation du débit aval conservé par rapport au débit de référence, c'est-à-dire :

$$\% \text{ d'augmentation du débit aval} = \frac{\text{Débit aval conservé} - \text{Débit de référence}}{\text{Débit de référence}} \%$$

Plus ce pourcentage sera important et moins le déversoir sera performant. En effet, on rappelle que l'objectif d'un déversoir est de contrôler le débit aval et donc de limiter au maximum le dépassement du débit de référence.

On peut admettre, au débit amont maximal, 20 à 40% d'augmentation du débit aval par rapport au débit de référence [Hager, 1999].



Plus on sera exigeant sur le pourcentage d'augmentation du débit aval conservé (par exemple 10% d'augmentation par rapport au débit de référence), plus il sera difficile de déterminer un déversoir répondant aux critères de fonctionnement. Dans certains cas, il faudra même prévoir une automatisation coûteuse (exemple : vanne mobile asservie à une mesure de hauteur d'eau), alors qu'en acceptant un pourcentage légèrement plus important (20 à 30%), le choix du déversoir peut être sans automatisme et donc plus économique.

## 2.2. Principe de dimensionnement

Le dimensionnement d'un tel ouvrage commence par le choix du débit de référence et du débit amont maximal en fonction des objectifs de protection (du milieu naturel, de la ville contre l'inondation...) qui doivent être assurés par le réseau d'assainissement.

Au débit de référence, on dimensionne la géométrie de l'ouvrage de telle sorte qu'il n'y ait pas de déversement. Ce calcul se fait en fonction des pentes et des formes des sections des canalisations en amont, en aval et au niveau du déversoir. Dans le cas des déversoirs à seuil, on dimensionne la hauteur de crête. Si le déversoir dispose d'un entonnement, celui-ci va influencer la hauteur de crête.

Au débit amont maximal, on dimensionne la partie déversante. Dans le cas des déversoirs à seuil, c'est la longueur de la crête et le nombre de crêtes que l'on évalue de telle sorte que l'augmentation du débit aval soit au maximum de 20 à 40% du débit de référence. Dans le cas où l'on a une diminution de sections entre les conduites amont et aval, la longueur du déversoir influence l'angle d'entonnement.

On constate donc que l'entonnement, la longueur et le nombre de crêtes sont les variables à choisir pour le dimensionnement d'un déversoir latéral ; la hauteur de crête étant quant à elle fixée par le débit de référence en relation avec les conditions d'écoulement dans la conduite aval. De plus, il arrive que l'on mette en place un dispositif limitant le débit passant vers le collecteur aval. Dans ce cas, l'objectif est de pouvoir modifier facilement par la suite le débit de référence. Ce dispositif peut être fixe (section réduite, masque,...) ou mobile (vanne, seuil gonflable,...).

### **2.3. Principe de diagnostic**

L'ouvrage existant, sa géométrie (hauteur et longueur de crête, pente amont et aval...) est donc connue.

On calcule alors, dans un premier temps, le débit de référence et le débit amont maximal.

Dans un deuxième temps, on trace la courbe de fonctionnement de l'ouvrage et on détermine ainsi l'augmentation du débit aval par rapport au débit de référence quand l'ouvrage est soumis au débit amont maximal.

On compare ensuite le débit de référence et le pourcentage d'augmentation du débit aval conservé dans le réseau par rapport aux objectifs de l'ouvrage.

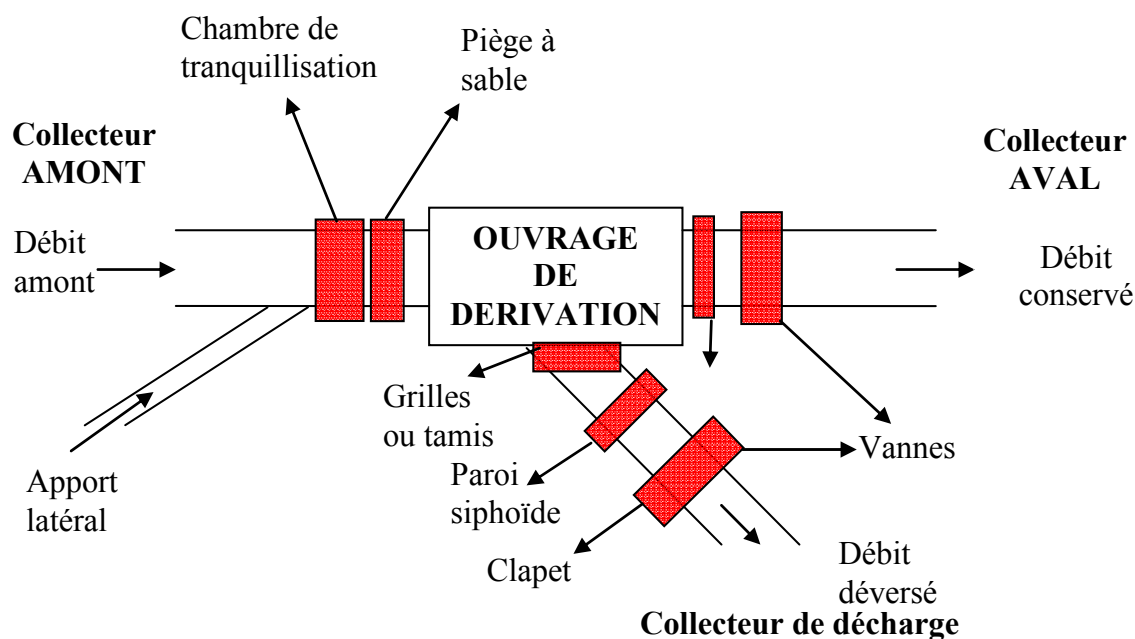
Remarque :

La connaissance de la courbe de fonctionnement d'un déversoir est une étape préalable au diagnostic d'un réseau d'assainissement. Le comportement hydraulique des déversoirs étant caractérisé, on peut ensuite simuler l'ensemble du réseau afin de connaître par exemple, les fréquences de déversement, les volumes déversés,...

## Chapitre 2 : Composition des ouvrages annexes

### 1. Ouvrages à l'intérieur du déversoir

La Figure 6 schématise l'ensemble des ouvrages annexes que l'on peut trouver dans un déversoir.



**Figure 6 : Conception détaillée d'un déversoir d'orage**

Les grilles ont pour but de piéger les gros solides ( $\varnothing > 6$  mm) pour éviter leur envoi dans le milieu naturel. Ces grilles peuvent être dotées de moyens de dégrillage automatique alimentant un stockage des produits dont l'enlèvement doit être prévu et aisé et ne provoquant pas de nuisances olfactives. Les grilles peuvent aussi être inclinées de façon que les solides piégés lors du fonctionnement de l'ouvrage retombent dans l'écoulement conservé dans le réseau. On peut trouver ces grilles également en amont du déversoir, à l'entrée des collecteurs. Les barreaux de ces grilles, de 10 à 12 mm d'épaisseur, sont généralement espacés de 15 mm ; le râteau mécanique qui s'insère dans cet espace a besoin d'un jeu de 3 à 4 mm ce qui implique des dents de 6-7mm minimum, dimensions en deçà desquelles il perdrait la rigidité nécessaire à son bon fonctionnement.

La paroi siphonoïde permet d'éviter d'envoyer les flottants vers le collecteur de décharge. Ils sont ainsi acheminés vers la station de traitement des eaux usées.

Des fabricants proposent également des équipements plus ou moins sophistiqués pour piéger les solides : filtres rotatifs, tamis autonettoyants, ...

La chambre de tranquillisation et/ou de dessablement, située à l'amont du déversoir, a pour but, en réduisant la vitesse du flux, d'assurer une décantation des sables (matières minérales denses) et de faire remonter en surface les flottants.

Les vannes de régulation permettent, dans certaines configurations, de mieux garantir le fonctionnement hydraulique du déversoir. Dans la conduite conservée, le rôle de la vanne est de limiter le débit à l'aval. Pour la conduite déversée, la vanne empêche une remontée des



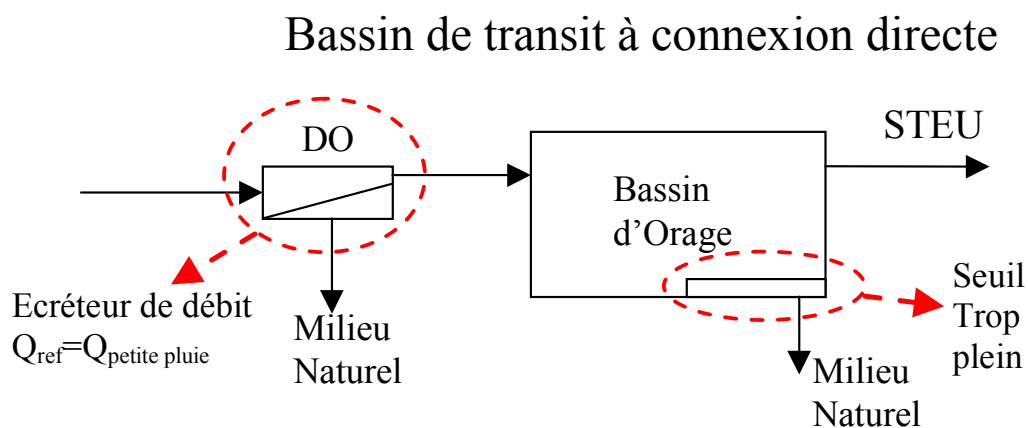
eaux provenant du milieu naturel dans le réseau d'assainissement neutralisant alors l'ouvrage. Dans certains cas, on remplace la vanne par un clapet anti-retour.

## 2. Déversoirs associés aux bassins

Le déversoir d'orage peut jouer le rôle d'écrêteur de débit strict, ou associé à un rôle de trop plein, en fonction de sa position par rapport au bassin d'orage.

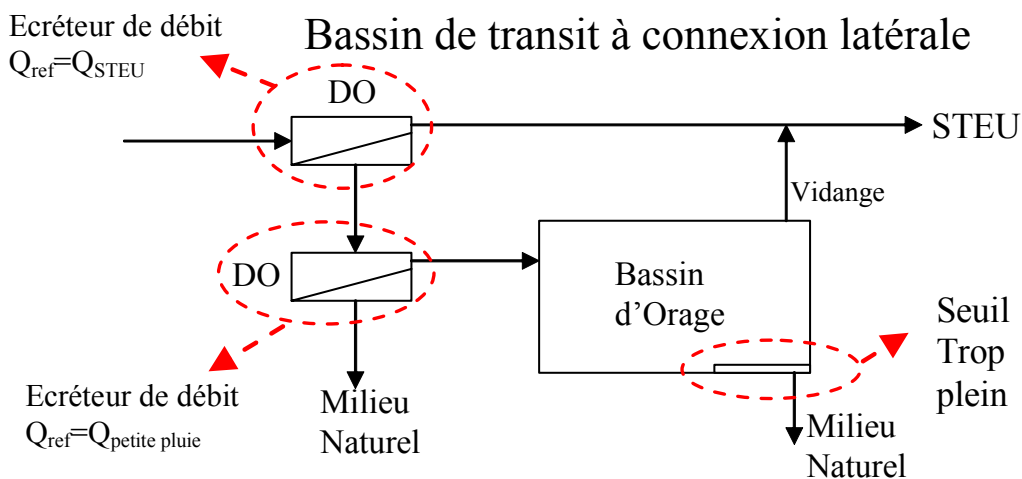
On peut classer les bassins d'orage en quatre grands types (guide FNDAE n°6) :

*Le bassin de transit à connexion directe* (Figure 7) : la connexion directe signifie une traversée en permanence de la totalité des eaux de temps sec et d'une partie des eaux de temps de pluie. Un déversoir à l'amont permet le remplissage du bassin avec un débit de référence égal à un débit de petites pluies (niveau 1). Ce débit est calculé pour une pluie de période de retour de quelques mois (de 1 mois à 1 an ou plus) correspondant au degré de protection souhaité pour le milieu naturel. Le bassin d'orage possède un seuil de trop plein intérieur (il est dit de transit).



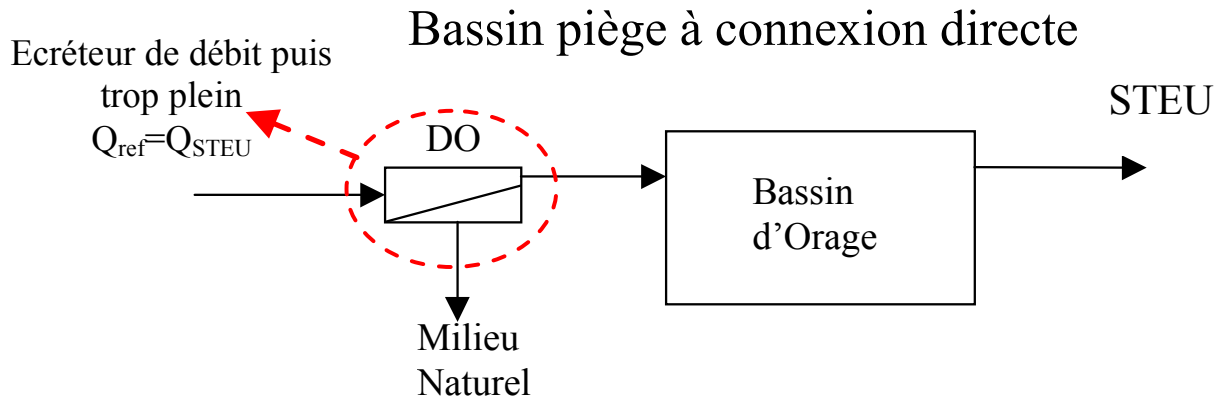
**Figure 7 : Rôle des DO dans le fonctionnement d'un bassin de transit à connexion directe**

*Le bassin de transit à connexion latérale* (Figure 8) : le fonctionnement du bassin est proche du précédent, bien qu'il ne soit jamais traversé par le temps sec. La vidange ne peut se faire qu'à la fin de l'événement pluvieux, dès que le débit amont du réseau repasse en dessous du débit maximal admissible dans le réseau aval.



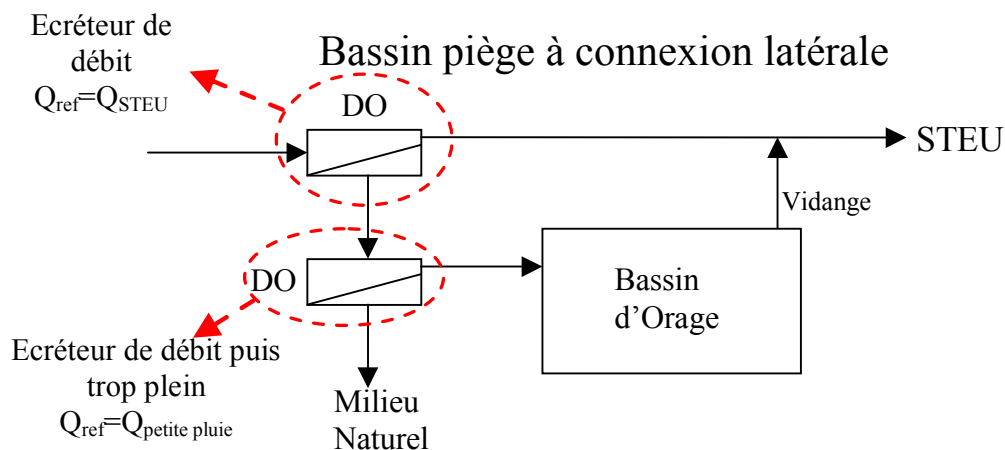
**Figure 8 : Rôle des DO dans le fonctionnement d'un bassin de transit à connexion latérale**

*Le bassin piège à connexion directe* (Figure 9) : il est traversé en permanence par la totalité des eaux de temps sec et d'une partie des eaux de temps de pluie (connexion directe). Un déversoir à l'amont limite le remplissage du bassin pour un débit de temps de pluie correspondant au débit critique. Le bassin d'orage ne possède pas de trop plein (il est dit piège) à l'intérieur du bassin car celui-ci est assuré par le déversoir situé à l'amont.



**Figure 9 : Rôle des DO dans le fonctionnement d'un bassin piège à connexion directe**

*Le bassin piège à connexion latérale* (Figure 10) : le fonctionnement du bassin est proche du précédent, bien qu'il ne soit jamais traversé par le temps sec. La vidange ne peut se faire qu'à la fin de l'événement pluvieux, dès que le débit amont du réseau repasse en dessous du débit maximal admissible dans le réseau aval.



**Figure 10 : Rôle des DO dans le fonctionnement d'un bassin piège à connexion latérale**

### Chapitre 3 : Contraintes influençant le fonctionnement des déversoirs d'orage

Les déversoirs d'orage sont souvent construits sur des systèmes unitaires, à proximité d'un milieu récepteur.

Le choix d'un déversoir d'orage résulte d'un compromis fait au moment de la réalisation ou de la rénovation du réseau unitaire selon quatre types de contraintes (Tableau 1) :

| Contraintes  |   |
|--|---|
| <b>Physiques<br/>(géométrie +<br/>hydraulique)</b> | <p><b>Topographie</b> : pente, bassins hydrographiques, existence d'exutoires naturels, etc.</p> <p><b>Occupation du sol</b> : densité de l'habitat et des activités, voirie, sous-sol, etc.</p> <p>Ouvrages hydrauliques proches du DO (bassin, station de pompage...)</p> |
| <b>Environnementales</b>                           | <p>Protection du milieu naturel contre les pollutions.</p> <p>Protections des riverains contre les pollutions diverses (santé, odeurs, bruit...).</p> <p>Variations du niveau d'eau du milieu naturel.</p>  |
| <b>Economiques</b>                                 | Coût des collecteurs vis-à-vis du coût du déversoir et de ses ouvrages annexes.   |
| <b>Gestion</b>                                     | <p>Mode de gestion : statique, dynamique (ouvrages mobiles).</p> <p>Facilités d'exploitation : accès, nettoyage, entretien...</p>   |

**Tableau 1 : Ensemble des contraintes pour le choix d'un DO**

Certaines de ces contraintes ne peuvent pas varier, comme la topographie, et d'autres évoluent avec l'urbanisation et l'économie, mais la priorité doit être donnée à la sécurité et à l'environnement comme le justifie la réglementation.

La topographie impose les grandes lignes du réseau dans chaque bassin d'apport de la ville et est tributaire des exutoires naturels que l'urbanisation ne peut effacer. Dans les zones plates, il faut parfois adjoindre à certains déversoirs des exutoires qui peuvent être très longs et très coûteux. Dans certains cas, un pompage d'exhaure est nécessaire afin de soulager le réseau en temps de pluie alors que le milieu naturel est en crue. Cela revient à pomper dans la conduite de décharge afin de pouvoir évacuer le débit déversé vers le milieu récepteur en crue.

La topographie est le paramètre qui influence le plus le choix du type de déversoir à construire. En effet, les régimes hydrauliques se développent essentiellement en fonction des pentes du site. En fonction du régime fluvial ou torrentiel certains déversoirs peuvent créer de graves dysfonctionnements tels que les mises en charges du réseau d'assainissement, à l'amont ou à l'aval de l'ouvrage suivant le cas.

## **Chapitre 4 : Conclusion**

Un déversoir d'orage est un véritable "fusible hydraulique" ou une "soupape de sécurité". Cet ouvrage est donc présent dans tous les réseaux unitaires. On lui assigne essentiellement un rôle hydraulique mais qui peut être différent en fonction du débit amont. En effet, en temps sec, il protège le milieu naturel. En temps de petite pluie (période de retour de quelques mois) il soulage la station de traitement à l'aval et, dans certains cas, il alimente un bassin d'orage. En temps de forte pluie, il protège contre les inondations : la ville, les ouvrages (bassin, station de pompage...) et la station de traitement.

Dans tous les cas, il empêche le reflux des eaux du milieu naturel vers le réseau d'assainissement.

La maîtrise du fonctionnement hydraulique des déversoirs d'orage permet ainsi de caractériser la pertinence de l'ouvrage par rapport aux objectifs hydrauliques qui lui ont été assignés. De plus, une meilleure connaissance de leur fonctionnement permet une exploitation plus facile et surtout une instrumentation adaptée et pertinente.

Cette maîtrise du fonctionnement hydraulique des déversoirs s'avère donc une étape incontournable.

# **PARTIE II - CONTEXTE : POURQUOI UN GUIDE TECHNIQUE SUR LES DO ?**

## **Chapitre 1 : Contexte scientifique : les Rejets Urbains de Temps de Pluie**

Le chapitre précédent a rappelé le rôle des déversoirs d'orage comme "soupape de sécurité" ou encore comme "fusible hydraulique" du réseau d'assainissement. L'étude de ces ouvrages, la connaissance de leurs caractéristiques et de leur fonctionnement est nécessaire si l'on veut réussir à limiter la pollution apportée au milieu naturel et répondre aux exigences des nombreux textes réglementaires. Mais si leurs débordements sont une cause de pollutions des milieux récepteurs, l'origine de cette pollution déversée, elle, est issue des caractéristiques des eaux pluviales et des rejets urbains de temps de pluie. Cette partie propose de donner des éléments pour comprendre l'origine de la pollution et ses impacts sur le milieu récepteur. Le lecteur trouvera des renseignements complémentaires dans l'ouvrage [Certu, 2003].

### **1. Caractérisation des Rejets Urbains de Temps de Pluie**

On regroupe sous la dénomination de "**Rejets Urbains par Temps de Pluie (RUTP)**" tous les rejets se produisant par temps de pluie à l'interface du système d'assainissement d'une agglomération urbaine et du milieu récepteur c'est-à-dire :

- les rejets à l'extérieur des collecteurs strictement pluviaux (réseaux d'assainissement séparatifs),
- les surverses de collecteurs unitaires (déversoirs d'orage, by-pass de stations d'épuration),
- les rejets à l'aval des stations d'épuration, par temps de pluie.

Les eaux de ruissellement sur les toits, les voiries et les surfaces imperméabilisées des villes ont été reconnues comme très polluées en 1888, au Congrès International d'hygiène de Vienne, par Durand-Claye, à l'initiative de la loi sur le tout-à-l'égout en 1894. Cette réalité, mise entre parenthèses pendant quelques temps, est revenue sur le devant de la scène des milieux scientifiques à partir des années 1960.

Dans le système d'assainissement unitaire, les eaux pluviales sont mélangées aux eaux usées. Ce mélange de deux types d'effluents différents dans une même canalisation forme les eaux urbaines résiduaires [voir GLOSSAIRE]. Pendant longtemps, on pensait qu'en diluant les eaux usées, les eaux de pluie permettaient leur rejet en rivière sans impacts nocifs. Les mortalités piscicoles relevées après d'importants orages prouvent qu'il n'en est rien et que les RUTP [voir GLOSSAIRE] sont bel et bien pollués.

L'ensemble des travaux menés depuis les années 60 a donc permis de mieux comprendre ces RUTP, d'estimer les flux polluants véhiculés par ces rejets, de caractériser la spécificité de cette pollution et d'en décrire les processus de formation et de transfert.

Il est important de faire attention à l'appellation des eaux :

Les RUTP sont l'ensemble des rejets dont la liste est définie plus haut.

Les Eaux Résiduaires Urbaines sont les eaux usées ménagères mélangées aux eaux industrielles usées acceptées dans le réseau et/ou aux eaux de ruissellement.

Le terme "eau pluviale" parfois employé pour "eau météorique" mais aussi à la place d'eau de ruissellement est utilisé pour les eaux des



réseaux séparatifs. Ce terme est à éviter lorsqu'il s'agit de dénommer les eaux des réseaux unitaires.

## **2. Origines de la pollution pluviale**

Comme nous l'avons évoqué plus haut, les origines de cette pollution sont diverses et liées au parcours des eaux de pluie, notamment de la reprise par l'eau de la fraction de la pollution atmosphérique et du lessivage et ruissellement des eaux sur les surfaces et le sol [F. VALIRON et J.P. TABUCHI, 1992].

### **2.1. Pollution atmosphérique**

Elle trouve son origine dans les émissions industrielles, le chauffage ou encore l'échappement des moteurs à combustion. Ces émissions (environ 35% d'hydrocarbures et d'oxyde d'azote, 30% de dioxyde de soufre) se dispersent dans l'atmosphère. La pluie en dissout une partie et se charge en matières polluantes, avec des teneurs variables suivant la saison et le lieu.

### **2.2. Lessivage des sols et apports du ruissellement**

Les eaux de pluie tombent sur les surfaces imperméabilisées du bassin versant et y ruissellent avant d'atteindre les réseaux de collecte. Elles se chargent de matières polluantes accumulées par temps sec sur les surfaces et évacuent ainsi les différents déchets de l'activité humaine ou animale. Ces apports sont étroitement liés au site. L'impact des apports des voiries est très important, entre 40 et 50% du total, l'habitat représente environ 30% et le reste provient des occupations du sol, l'industrie et les grandes surfaces commerciales.

Les apports d'un seul événement pluvieux peuvent représenter 20 à 25% (et parfois 50%) des apports annuels en matières polluantes. Les concentrations moyennes d'un événement peuvent être 5 à 10 fois plus fortes que la concentration moyenne annuelle. Le caractère très acide de certaines pluies ( $\text{pH} < 4,5$ ) est susceptible d'augmenter leur agressivité vis-à-vis des matériaux sur lesquels elles ruissellent.



Les premières minutes de pluie ne correspondent pas nécessairement à la pointe des débits et encore moins au pic de pollution. (En référence au premier flot de rinçage)

### **2.3. Importance de la pollution urbaine par temps de pluie**

Pour essayer de comparer l'apport de la pollution urbaine par temps de pluie aux autres formes de pollution, il faut considérer deux aspects : la nature de la pollution et la durée sur laquelle porte la comparaison.

Les exemples sur des agglomérations de taille moyenne mettent en évidence que les flux traités rejetés annuellement par la station d'épuration sont du même ordre de grandeur que ceux rejetés par le réseau en temps de pluie. En revanche, à l'échelle d'un événement, la pollution apportée par les RUTP dépasse largement le flux polluant rejeté par la station d'épuration. Pour les petites pluies de 5 à 10mm, la concentration en MES des RUTP est proche de la concentration en MES en temps sec. (Cornier et al., 1994)

## 2.4. Spécificité de la pollution des rejets urbains par temps de pluie

Les études montrent que la pollution est principalement fixée sur les solides. Il est donc indispensable de s'intéresser aux caractéristiques physiques des solides en suspension dans les RUTP. Les particules fines constituent la part principale des solides transférés (cette remarque est importante car les procédés de nettoyage des chaussées par balayages sont souvent très peu efficaces contre les particules de taille inférieure à 100 µm). On peut également trouver dans la littérature des informations quant à la masse volumique de ces particules, leur teneur en matières volatiles et leur vitesse de chute.

## 3. Effets et impacts des RUTP sur le milieu naturel

*Rappel* : les effets sont les conséquences directes des apports dus aux rejets alors que les impacts constituent la réponse de l'écosystème à ces rejets.

### 3.1. Différents types d'effets

#### 3.1.1. Effets immédiats

Ils sont caractérisés par l'absence de rémanence de longue durée. Ils cessent relativement vite lorsque les apports en polluants ont disparu. Les six principaux effets immédiats sont les suivants :

- apport de matières en suspension (MES) [voir GLOSSAIRE] entraînant une augmentation de la turbidité du milieu récepteur,
- apport d'eaux fortement, voire totalement désoxygénées, entraînant une chute rapide du taux d'oxygène dissous du milieu récepteur,
- apport de matières organiques rapidement biodégradables (fraction dissoute) qui va entraîner une consommation rapide de l'oxygène dissous contenu dans le milieu récepteur,
- apport d'ions ammonium susceptibles de se transformer en ammoniaque toxique si le pH et la température du milieu récepteur sont élevés,
- apport de micropolluants, organiques ou minéraux, sous forme dissoute ou facilement relargable. Il est cependant à noter que, pour la plupart des micropolluants, une concentration dans le milieu naturel supérieure au seuil de toxicité suite à un épisode pluvieux est généralement le signe d'une contamination industrielle,
- apport de bactéries pathogènes susceptibles d'établir des colonies dans certaines zones du milieu récepteur.

Les cinq premiers effets peuvent avoir des conséquences catastrophiques directes sur l'écosystème, entraînant en particulier une mortalité importante de la biocénose [voir GLOSSAIRE]. On parle alors d'effets de choc.

#### 3.1.2. Effets différés

Ils peuvent être caractérisés de deux façons différentes :

- leur durée est supérieure à celle d'un événement et à celle séparant en moyenne deux événements,
- leur importance résulte, non pas d'un événement particulier, mais de la répétition des événements.



On peut alors distinguer :

- le dépôt et l'accumulation des matières en suspension, susceptibles de provoquer des phénomènes d'envasement et de colmatage,
- le stockage dans les sédiments de quantités importantes de matières organiques et de nutriments (carbone, phosphore, azote) sous forme particulaire,
- l'accumulation dans les sédiments ou dans la chaîne alimentaire de polluants persistants de toutes natures (métaux lourds, hydrocarbures, autres micropolluants...).

Ces effets sont qualifiés de cumulatifs et ne peuvent être étudiés qu'en considérant les flux rejetés sur des périodes longues. Les effets des polluants ne se manifestent pas uniquement à proximité immédiate des points de rejet. Selon la nature et la forme physico-chimique des produits rejetés et selon les caractéristiques du milieu récepteur, la dispersion des polluants peut se faire sur une distance plus ou moins longue (forme soluble).

### **3.2. Différents types d'impacts**

#### *3.2.1. Impacts sur l'écosystème*

Dans le cas où le milieu récepteur est une petite rivière, les rejets urbains peuvent être suffisamment importants pour affecter son régime hydraulique, ce qui se traduit par une augmentation de la fréquence des crues, la remise en suspension de sédiments, l'érosion des berges, la modification du lit ...

La présence de grandes quantités de matières organiques dans les RUTP entraîne le développement de bactéries, qui vont à leur tour rapidement consommer l'oxygène dissous. Ce phénomène occasionne une mortalité plus ou moins importante de la faune aquatique par asphyxie.

Les impacts dus aux micropolluants présentent plusieurs particularités. La plupart de ces produits sont stockés dans les sédiments et sont soumis à des relargages lents (introduction dans la chaîne alimentaire). La rémanence de ces produits est très grande et leur domaine spatial d'influence est important.

Les hydrocarbures proviennent très majoritairement du lessivage d'essence, d'huile ou de produits de combustion déposés sur les surfaces des villes. L'essence, lors de sa combustion, produit des hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP) réputés fortement cancérigènes. Enfin, les nutriments sont responsables de l'hyper-eutrophisation [voir GLOSSAIRE] des lacs et des rivières (notamment le phosphore).

#### *3.2.2. Impacts sur les usages*

La fabrication d'eau potable peut être sérieusement perturbée par les matières polluantes issues des RUTP.

La pisciculture et la conchyliculture sont extrêmement sensibles aux dégradations de la qualité du milieu naturel. La qualité des eaux conchylicoles s'apprécie par rapport à la directive européenne de 1973 qui fixe une valeur guide et une valeur impérative pour la concentration en bactéries du genre *Escherichia coli*, germes témoins de contamination fécale.

Enfin, les impacts directs sur les activités de loisirs concernent principalement l'aspect visuel des milieux aquatiques, la pêche, la baignade...

#### **4. Conclusion**

L'amélioration du réseau est une phase primordiale dans la gestion de la pollution due aux rejets de temps de pluie. Les principales actions à engager au niveau des déversoirs d'orage sont les suivantes :

- s'assurer que les DO ne fonctionnent pas par temps sec et qu'ils ne rejettent pas d'effluents de temps de pluie dans le milieu naturel avant que les capacités de traitement ou de stockage en réseau ne soient dépassées,
- lorsque le déversoir d'orage fonctionne, la pollution rejetée doit être minimale,
- entretenir régulièrement le réseau à proximité des zones potentielles de déversement pour éviter les débordements intempestifs et supprimer en partie le stock de pollution pouvant être mobilisé au moment d'une pluie,
- contribuer à une cohérence hydraulique du système amont/aval.

Bien que difficile, l'exercice d'évaluation de la quantité de pollution apportée dans le milieu naturel est nécessaire pour répondre à divers besoins comme le dimensionnement d'ouvrages, l'appréciation de l'impact sur le milieu mais aussi la réglementation. En effet, celle-ci impose aux préfets de fixer des objectifs en terme de dépollution et aux collectivités de réaliser des études diagnostiques du réseau en précisant les flux polluants apportés au milieu récepteur. Afin de répondre au mieux aux exigences de la législation, nous allons en présenter les principaux termes.

## Chapitre 2 : Contexte réglementaire : l'autosurveillance

### 1. Avant la loi sur l'eau...

Avant la promulgation de la loi n° 92-3 du 3 janvier 1992 dite "loi sur l'eau", le dispositif législatif existant dans le domaine de l'eau est constitué par une accumulation de textes, datant de 1898 à 1973, limités dans leur objet (écoulement, qualité, nature..) et dans l'espace (cours d'eau domaniaux, non domaniaux, sources, eaux souterraines...). De plus, ces textes ne remettent pas en cause des règles beaucoup plus anciennes, comme les droits fondés en titre et les usages locaux.

#### 1.1. Eaux pluviales : droit public ou droit privé ?

Il découle de ces textes que plusieurs régimes sont applicables à l'eau tantôt relevant du droit public, tantôt relevant du droit privé.

En ce qui concerne le **droit public**, on trouve les cours d'eau domaniaux dont le lit et l'usage appartiennent à l'Etat qui exerce un pouvoir de police et de gestion. L'usage commun de l'eau est libre et seule l'utilisation privative du domaine public fluvial est soumise à autorisation.

En ce qui concerne le **droit privé**, on peut classer ainsi :

- **Les cours d'eau non domaniaux**, les propriétaires riverains ont la propriété du lit et des berges, mais seulement un droit d'usage sur l'eau, dans la limite de la loi et des règlements et autorisations, et à charge de la rendre à la sortie du fonds à son cours ordinaire : "de par sa nature, l'eau courante n'est jamais susceptible de propriété" (en droit, on parle de cette catégorie d'eau comme des "*res communes*").
- **Les eaux pluviales** (non captées) (constituent en droit des "*res nullius*"), les eaux stagnantes sans communication avec un cours d'eau non domanial, les eaux de source ne donnant pas naissance à des eaux courantes pleinement régies (assimilables à des "*res propriae*" dès qu'elles sont captées).
- **Les eaux souterraines, les eaux minérales et thermales**, variétés tantôt de sources tantôt d'eaux souterraines.

Les eaux pluviales relèvent donc plus du droit privé que du droit public. Les réglementations les concernant renvoient à de multiples codes : code civil, code de la voirie routière, code de la santé publique, code du domaine public fluvial...

#### 1.2. Guides de "bonnes pratiques"

Cependant, ce "relatif déficit d'ordre" a été partiellement compensé par des textes, des circulaires, des instructions, fixant les règles de "bonnes pratiques" dans la mise en œuvre de l'assainissement pluvial.

- **Circulaire Interministérielle n°CG 1333 du 22 février 1949** dite "Circulaire Caquot". C'est une instruction technique relative à l'assainissement des agglomérations, qui permet les calculs de réseaux basés sur la formule de Caquot.
- **Circulaire du Ministère de la santé du 10 juin 1976** : concerne l'assainissement des agglomérations et la protection sanitaire des milieux récepteurs.

- **Instruction Technique du Ministère de l'Intérieur n°77.284 du 22 juin 1977** "dite IT 77" relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations. Cette instruction se substitue à la circulaire CG 1333.

### 1.3. Remarque

L'IT 77 a laissé le projeteur maître du débit pour lequel le déversoir commence à déborder, son choix étant généralement de nature économique (avec la contrainte de prévoir une dilution). A l'époque, la plupart des réseaux unitaires ont été réalisés avec des débits aval de 2 à 3 fois le  $Q_{MTS}$  (débit moyen de temps sec), la station de traitement comportant toujours un déversoir d'orage pour rejeter les débits excédentaires à son débit de construction (très peu de stations ont été construites pour traiter une partie des eaux de temps de pluie).

Beaucoup de réseaux véhiculent des eaux parasites et drainent des surfaces urbanisées plus importantes que celles existant au moment du projet, ce qui explique que trop de déversoirs fonctionnent chaque jour lors des pointes de temps sec. Jusqu'en 1960-1970, on n'avait pas pris conscience de la pollution apportée par les eaux pluviales, qui étaient alors considérées comme des eaux "claires". C'est pourquoi les règles obligeaient les déversoirs d'orage à se caler pour que le déversement soit dilué avec les eaux pluviales et ne perturbe pas le milieu naturel.

## **2. Prise de conscience des rejets de temps de pluie dans la législation**

Progressivement, on assiste à une prise de conscience de la pollution apportée par ces rejets urbains de temps de pluie (RUTP). On ne peut plus évacuer les eaux pluviales sans se soucier de leurs impacts sur la qualité des milieux récepteurs. Ce problème est commun à tous les grands pays industrialisés souhaitant préserver leurs ressources en eau et leur cadre de vie.

La communauté européenne a édicté la **Directive CEE-91-271 du 21 mai 1991** relative aux eaux résiduaires urbaines [voir GLOSSAIRE]. Elle s'applique donc aux eaux résiduaires, composées des eaux ménagères usées ou du mélange de celles-ci avec les eaux industrielles ou le ruissellement.

Elle impose de les traiter pour autant qu'elles soient collectées dans un réseau. Cette obligation de traitement porte sur la totalité des effluents et comporte des dates d'exécution : 2000 et 2005 au plus tard.

La France a dû assurer la transcription de cette directive en droit français, en promulguant d'autres textes, aujourd'hui effectifs [**FICHES N°1 et N°2**] :

- loi n° 92-3 sur l'eau du 3 janvier 1992 [**FICHE N°3**],
- décrets n° 93-742 et 93-743 du 29 mars 1993 relatifs à l'application de la loi sur l'eau,
- décrets : n° 94-469 du 3 juin 1994 relatifs à la collecte et au traitement des eaux usées, mentionnées aux articles L.372-1-1 et L.372-3 du code de l'urbanisme,
- circulaire du 13 septembre 1994 relative à l'assainissement des eaux usées urbaines,
- arrêté du 23 novembre 1994 portant sur la délimitation des zones sensibles,
- arrêtés du 22 décembre 1994, l'un fixant les prescriptions techniques relatives aux ouvrages de collecte et de traitements des eaux usées ; l'autre relatif à la surveillance des ouvrages de collecte et de traitements des eaux usées (ouvrages soumis à autorisation),

- circulaire du 12 mai 1995 relative aux systèmes d'assainissement,
- circulaire du 19 février 1998 – rappel des obligations du décret du 3 juin 1994,
- circulaire du 7 juin 2000 relative à l'instruction des autorisations des systèmes d'assainissement de plus de 2 000 EH [voir GLOSSAIRE] en cas de dépassement des échéances européennes,
- circulaire du 6 novembre 2000 autosurveillance des systèmes d'assainissement de plus de 2 000 EH" (ouvrages soumis à déclaration).

### **3. Application de la loi sur l'eau (décrets, arrêtés, circulaires)**

#### **3.1. Déclaration/Autorisation**

(Décrets 93-742 et 93-743 du 29 mars 1993 relatifs aux procédures d'autorisation et de déclaration, et à la nomenclature) [*FICHES N°4 et N°5*]

Le champ d'application du régime d'autorisation et de déclaration prévu par l'article 10-1 de la loi sur l'eau est extrêmement large. Ce régime doit assurer la préservation des écosystèmes aquatiques et des zones humides, et la protection de toutes les eaux superficielles ou souterraines contre toutes les atteintes qu'elles peuvent subir.

Ainsi entrent dans le champ d'application les prélèvements restitués ou non, légitimant ainsi leur quantification, la modification du niveau des eaux ou de leur mode d'écoulement, y compris en dehors des cours d'eau, déversements, écoulements, rejets, dépôts directs ou indirects, chroniques ou épisodiques même non polluants (art.8 de la loi sur l'eau).

Sont donc concernés les installations, les ouvrages, les travaux ou les activités influençant la ressource en eau et le fonctionnement des écosystèmes aquatiques. Ces textes permettent de contrôler ces opérations, qu'elles soient réalisées par des personnes privées ou publiques (art.10 de la loi sur l'eau).

Les décrets 93-742 et 93-743 concernent les déversoirs d'orage à la rubrique 520 de la nomenclature ; ils sont soumis à autorisation ou déclaration suivant le flux polluant journalier.

Une mise à jour a été faite dans le décret n° 2006-503 du 2 mai 2006 relatif à la collecte et au traitement des eaux usées mentionnées aux articles L. 2224-8 et L. 2224-10 du code général des collectivités territoriales.

Le flux polluant est le flux transporté en temps sec par le collecteur au droit du déversoir. Les limites correspondent à des agglomérations de 12 à 600 kg/j de DBO<sub>5</sub> (Tableau 2) :

| Flux polluant journalier         | Equivalents habitants | Régime juridique |
|----------------------------------|-----------------------|------------------|
| ≥ 600 kg/j de DBO <sub>5</sub>   | > 10 000 EH           | Autorisation     |
| 12 < DBO <sub>5</sub> < 600 kg/j | 200 < EH < 10 000     | Déclaration      |

**Tableau 2 : Conditions de régime d'autorisation ou de déclaration.**

Les opérations soumises à déclaration font l'objet d'un récépissé si le dossier est jugé complet et régulier. Le Comité Départemental d'Hygiène (CDH) peut imposer des prescriptions complémentaires. Les autorisations sont accordées par arrêté préfectoral après enquête publique et avis du CDH.

Le premier arrêté du 22 décembre 1994 indique le contenu du document d'incidence que le maître d'ouvrage doit joindre à sa demande d'autorisation pour les nouveaux systèmes.



Pour les ouvrages existants, c'est l'**étude diagnostique [FICHE N°6]** du système d'assainissement prévue par le décret du 3 juin 1994, dans le cadre du programme d'assainissement, qui permet au préfet de juger de la nécessité de prendre des arrêtés complémentaires pour la mise en conformité du système d'assainissement.

On se rapportera aux **FICHES N°4 et N°5** de déclaration et d'autorisation, qui donnent l'ensemble des détails relatifs à la procédure de demande de déclaration ou d'autorisation d'un ouvrage.

### **3.2. Sanctions pénales**

#### *3.2.1. Infractions pour non respect des seuils de rejet*

Elles concernent principalement les dépassements des valeurs limites de rejet fixées dans les autorisations préfectorales pour les rejets des systèmes d'assainissement (station d'épuration, déversoirs d'orage, by-pass), et s'appuient sur l'article 44-2 du décret du 29 mars 1993 relatif aux procédures d'autorisation et de déclaration.

#### *3.2.2. Délit de pollution de l'eau*

L'article L.216-6 du code de l'environnement (ancien article 22 de la loi sur l'eau) a créé un délit général de pollution de l'eau qui ne peut toutefois s'appliquer aux rejets des systèmes d'assainissement que si le rejet incriminé dépasse les niveaux de rejets. En conséquence, seuls les cas de pollution due à des rejets ne respectant pas les normes de rejet imposées à l'exploitant par l'arrêté d'autorisation du système, dont le dépassement devra être constaté, peuvent donner lieu à des poursuites fondées sur l'article L.216-6 du code de l'environnement.

Dans les cas de pollution du milieu récepteur par des rejets "autorisés", seul l'article L.432-2 du code de l'environnement peut permettre d'engager des poursuites pour délit d'atteinte à la vie piscicole.

#### *3.2.3. Délit d'obstacle aux fonctions des agents chargés de constater les infractions aux installations et aux points de rejets*

Conformément à l'article L.216-4 du code de l'environnement (ancien art. 20 de la loi sur l'eau), les agents commissionnés ont accès aux installations et points de rejets faisant l'objet des autorisations. L'article L.216-10 du code de l'environnement (ancien art. 25 de la loi sur l'eau) prévoit que si l'exploitant fait obstacle à l'exercice des contrôles, il est passible d'une peine de 6 mois d'emprisonnement et de 7 622,45 € (50 000 FRF) d'amende.

### 3.3. Prescriptions techniques des ouvrages

#### 3.3.1. Arrêté du 21 juin 1996 pour les ouvrages soumis à déclaration

**Art. 4 :** *Rejet dans les eaux de surface : Les points de rejet dans les eaux superficielles doivent être localisés pour minimiser l'effet sur les eaux réceptrices et assurer une diffusion optimale. Le choix de leurs emplacements doit tenir compte de la proximité de captages d'eau potable, de baignades, de zones piscicoles et conchylicoles.*

*L'ouvrage de déversement ne doit pas faire obstacle à l'écoulement des eaux. Toutes dispositions doivent être prises pour prévenir l'érosion du fond ou des berges et éviter la formation de dépôts.*

*Le rejet doit s'effectuer dans le lit mineur du cours d'eau.*

*Au point de rejet, la température de l'effluent épuré doit être inférieure à 30°C et son pH compris entre 5,5 et 8,5.*

**Art. 12 :** *Déversoirs d'orage et réseau : Les déversoirs d'orage éventuels équipant un réseau ou situés sur la station ne doivent pas déverser par temps sec. Le réseau doit être conçu de manière à éviter les fuites et les apports d'eaux claires. Des mesures sont prises pour limiter les flux polluants rejetés en milieu naturel par temps de pluie : ces mesures sont adaptées à la qualité requise par les usages des eaux réceptrices.*

#### 3.3.2. Premier arrêté du 22 décembre 1994 pour les ouvrages soumis à autorisation

**Art.1 :** *Le terme "système de collecte" désigne le réseau de canalisations qui recueille et achemine les eaux usées depuis la partie publique des branchements particuliers, ceux-ci compris, jusqu'aux points de rejet dans le milieu naturel ou dans le système de traitement : il comprend les déversoirs d'orage (rubrique 5.2.0 du décret n°93-743 du 29 mars 1993), les ouvrages de rétention et de surverse situés sur ce réseau.*

**Art.6 :** *Tous les réseaux de collecte, les DO et les STEP d'une même agglomération doivent être conçus, réalisés, exploités, entretenus et réhabilités comme constituant d'une unité technique homogène, et en tenant compte de leurs effets cumulés sur le milieu récepteur.*

**Art.15 :** *Les ouvrages de surverse éventuels sont munis de dispositifs permettant d'empêcher tout rejet d'objets flottants dans les conditions habituelles d'exploitation.*

**Art.20 :** *Les ouvrages doivent être conçus, réalisés, entretenus et exploités de manière à éviter les fuites et les apports d'eaux claires parasites et à acheminer au système de traitement les flux correspondant à son débit de référence (mentionné dans l'arrêté d'autorisation). Les déversoirs d'orage sont conçus et exploités de manière à répondre à ces exigences. En particulier, aucun déversement ne peut être admis en dessous de leur débit de référence. Ils sont aménagés pour éviter les érosions du milieu au point de rejet.*

**Art.28 :** *L'étude de diagnostic du système visée à l'article 16 du décret n° 94-469 du 3 juin 1994 doit comporter l'évaluation des principaux rejets des déversoirs d'orage.*

**Art.33 :** *L'arrêté d'autorisation fixe le nombre moyen de déversements annuels dans le milieu naturel admis sur les déversoirs d'orage.*

### 3.4. Prise en compte des eaux pluviales dans les réseaux unitaires

(Circulaire du 12 mai 1995 relative au système d'assainissement des eaux usées : ouvrages soumis à autorisation)

Le paragraphe 1.4.3 de la circulaire stipule que le souci de prendre en compte la pollution véhiculée par les systèmes unitaires lors d'événements pluvieux amène aux constatations suivantes :

- la pollution urbaine par temps de pluie est fortement influencée par les conditions locales (régimes pluviométriques, topographie, type d'urbanisation, structure d'assainissement existante...), ce qui rend délicate l'utilisation de données bibliographiques,
- l'impact de cette pollution sur la qualité des eaux superficielles est généralement mal connu (sauf en milieu marin sur le plan bactériologique), ce qui ne permet pas de prévoir précisément l'incidence des aménagements envisageables,
- la quantification des phénomènes nécessite des mesures sur de longues périodes,
- pour réduire cette pollution, les investissements à réaliser peuvent être considérables selon le niveau de protection que l'on souhaite atteindre.

La démarche générale consiste à réaliser dès que possible les ouvrages et équipements qui s'imposent de manière évidente :

- suppression des rejets directs par temps sec,
- réglage des déversoirs,
- mise à niveau de la station d'épuration,
- mise en œuvre d'une politique de limitation des débits de ruissellement par une maîtrise de l'urbanisation ou la mise en place de techniques alternatives,
- surveillance du fonctionnement hydraulique de l'ensemble du système d'assainissement, de façon à évaluer ses réactions aux différentes situations météorologiques.

Une approche globale au niveau d'un bassin versant du milieu récepteur est nécessaire pour garantir la cohérence des actions entreprises dans ce cadre, en liaison avec les documents de planification existants (SDAGE [*FICHE N°7*], SAGE [*FICHE N°8*], schémas directeurs d'assainissement, schémas d'urbanisme, PNU, PLU...).

L'accent sera mis en général sur les effets immédiats et notamment l'impact des déversements de matières polluantes organiques, sources d'anoxie pour les milieux récepteurs.



## 4. Surveillance et autosurveillance

(Second arrêté du 22 décembre 1994, rappelé par la circulaire du 6 novembre 2000 relative à l'autosurveillance des systèmes d'assainissement de plus de 120 kg/j de DBO<sub>5</sub>)

L'objectif premier de l'autosurveillance est de vérifier l'efficacité du système d'assainissement vis-à-vis des contraintes réglementaires portant sur les flux rejetés. Au delà de cet objectif, l'autosurveillance est une véritable aide à la fiabilisation des installations pour la prévention des dysfonctionnements et l'aide à la réhabilitation.

### 4.1. Principe de l'autosurveillance

L'arrêté du 22 décembre 1994 relatif à la surveillance des ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées impose de façon très précise à la collectivité les actions à mettre en œuvre pour assurer le contrôle du respect de ses obligations réglementaires. Cette démarche, au delà de son caractère obligatoire, s'inscrit dans une démarche qualité visant pour l'exploitant à vérifier, en continu, l'adéquation entre les objectifs fixés et les résultats obtenus.

Elle doit également permettre, par la responsabilisation des intéressés, de limiter les contrôles directs de la police de l'eau, et de disposer de données sur le fonctionnement des systèmes d'assainissement.

### 4.2. Surveillance des ouvrages de collecte

**4. de l'annexe II de l'arrêté du 22 décembre 1994 :** *L'exploitant réalise la surveillance des rejets des déversoirs d'orage et dérivations éventuelles situés sur un tronçon destiné à collecter une charge brute de pollution organique par temps sec supérieure à 600 kg par jour. Il réalise sur ces installations la mesure en continu du débit et estime la charge polluante (MES, DCO) déversée par le temps de pluie.*

*Les déversoirs d'orage et dérivations éventuelles situés sur un tronçon destiné à collecter une charge brute de pollution organique par temps sec comprise entre 120 et 600 kg par jour font l'objet d'une surveillance permettant d'estimer les périodes de déversement et les débits rejetés (Tableau 3 et Tableau 4).*

**5. de l'annexe II de l'arrêté du 22 décembre 1994 :** *Les dispositions de l'alinéa 4 de la présente annexe peuvent être adaptées par le préfet sur la base des résultats de l'étude diagnostique visée à l'article 16-II du décret n°94-469 du 3 juin 1994 et remplacées par le suivi des déversoirs représentant au moins **70% des rejets** dans le milieu récepteur du système de collecte.*

Réglementation sur le **débit** :

|  |  |
|--|--|
| 120 < Charge brute de polluant organique (DBO <sub>5</sub> ) < 600 kg/jour | Charge brute de polluant organique (DBO <sub>5</sub> ) > 600 kg/jour |
| Estimation des périodes de déversement et des débits rejetés               | Mesure en continu  |

**Tableau 3 : Moyen de surveillance à mettre en œuvre pour le débit**

Réglementation sur la **charge polluante** :

|  |  |
|--|--|
| 120 < Charge de polluant collectée par temps sec < 600 kg/jour | Charge de polluant collectée par temps sec > 600 kg/jour                 |
| Néant  | Estimation de la charge polluante (MES, DCO) déversée par temps de pluie |

**Tableau 4 : Moyen de surveillance à mettre en œuvre pour la charge polluante**

#### 4.3. Qui est responsable de l'autosurveillance ?

**L'arrêté du 22 décembre 1994 sur la surveillance des systèmes d'assainissement précise à l'article 1.III :**

*“ Les communes ou, le cas échéant, leurs groupements sont responsables de l'application des prescriptions du présent arrêté. Elles peuvent confier ces responsabilités à un concessionnaire ou à un mandataire, au sens de la loi n°85-704 du 12 juillet 1985, pour ce qui concerne la construction ou la reconstruction totale ou partielle, des ouvrages, et à un délégataire, au sens de la loi n°93-122 du 29 janvier 1993, pour ce qui concerne leur exploitation ”.*

La responsabilité de la mise en œuvre des obligations de surveillance, qui incombe à la collectivité, est souvent transférée à l'exploitant des ouvrages de collecte ou de traitement concernés.

La collectivité conserve cependant sa responsabilité d'autorité délégante, qui consiste à vérifier que les obligations sont bien remplies par son délégataire, et à mettre en œuvre les sanctions prévues contractuellement. Dans ce cas, les données de la surveillance doivent être transmises à la collectivité, laquelle les transmet ensuite au service de police de l'eau et à l'Agence de l'Eau.

#### 4.4. Délai de mise en place de l'autosurveillance

Le second arrêté du 22 décembre 1994 définit, pour les systèmes d'assainissement recevant un flux journalier supérieur à 120 kg/j de DBO<sub>5</sub> (2 000 EH), les modalités de surveillance des ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées.

Les délais de mise en œuvre du programme d'autosurveillance sont progressifs pour les installations existantes :

- 2 ans (pour les ouvrages de plus de 6 000 kg/jour de DBO<sub>5</sub> ou 100 000 EH), soit le 10 février 1997,
- 4 ans (pour les ouvrages de 601 à 6 000 kg/jour de DBO<sub>5</sub> ou de 10 000 à 100 000 EH), soit le 10 février 1999,
- 5 ans (pour les ouvrages de 120 à 600 kg/jour de DBO<sub>5</sub> ou de 2 000 à 10 000 EH), soit le 10 février 2000.

Pour les systèmes d'assainissement de moins de 2 000 EH, la mise en place de l'autosurveillance est obligatoire depuis le 9 août 1996 pour les systèmes réalisés après cette date, et à compter du 31 décembre 2005 pour les autres (arrêté du 21 juin 1996).

#### **4.5. Que faire en cas de dépassement des échéances européennes ?**

Le non respect constaté ou prévu pour de nombreuses agglomérations des échéances de la directive européenne a suscité des questions sur la conduite à tenir dans une telle situation. La circulaire de 7 juin 2000 relative à l'instruction des autorisations des systèmes d'assainissement de plus de 2 000 EH en cas de dépassement des échéances européennes donne quelques réponses, notamment en ce qui concerne la conformité au cadre de l'autosurveillance.

Au jour d'aujourd'hui, si une exploitation n'est pas conforme à la réglementation, l'échéance est dépassée puisque la dernière date de mise en conformité était pour l'année 2000. L'appréciation de la conformité est basée sur les exigences issues de la directive, soit celles fixées par le 22 décembre 1994 pour les prescriptions techniques relatives aux ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées : un système ne pourra donc plus être déclaré conforme s'il ne répond pas à ces dernières, même si ses performances satisfont aux exigences initiales qu'il devait respecter avant que l'échéance ne soit dépassée.

#### **4.6. Manuel d'autosurveillance**

L'article 8 de l'arrêté du 22 décembre 1994 précise que l'exploitant rédige un manuel décrivant de manière précise son organisation interne, ses méthodes d'analyse et d'exploitation, les organismes extérieurs à qui il confie tout ou partie de la surveillance, la qualification des personnes associées à ce dispositif.

Ce manuel fait mention des références normalisées ou non. Il est tenu à la disposition du service chargé de la police de l'eau, de l'agence de l'eau, et est régulièrement mis à jour.

La circulaire du 12 mai 1995 précise au point 3.2.4 ce que le manuel doit comporter. Il apparaît opportun que l'arrêté d'autorisation figure en annexe du manuel d'autosurveillance.

#### **4.7. Contrôles des rejets des déversoirs d'orage**

Comme le déversoir en tête de station d'épuration, un déversoir ne devrait pas déverser tant que la capacité de référence de la station d'épuration, fixée dans l'autorisation, n'est pas atteinte (art.20 de l'arrêté du 22 décembre 1994). Le fonctionnement des réseaux est toutefois complexe, et les déversements peuvent avoir lieu en cas d'orage en tête du réseau alors que la station n'est pas encore à pleine capacité.

Les rejets excessifs des déversoirs d'orage par temps de pluie ont généralement pour origine des insuffisances structurelles plus que des négligences dans l'exploitation. Par conséquent, la connaissance des rejets aux déversoirs d'orage doit permettre, lors des discussions avec le maître d'ouvrage, d'évaluer la nécessité de travaux sur les réseaux ou d'actions destinées à limiter les apports d'eaux de ruissellement dans ceux-ci.

Aucune surverse ne doit avoir lieu par temps sec. Des constats d'infraction doivent être envisagés, si la collectivité ne met pas en œuvre les moyens nécessaires pour les supprimer.

#### **4.8. Sanctions pénales**

Les infractions pour non-respect des obligations liées à l'autosurveillance se fondent sur l'article 44-2 du décret du 29 mars 1993 relatif aux procédures d'autorisation et de déclaration :

"Sera puni de la peine d'amende prévue pour les contraventions de la 5<sup>o</sup> classe quiconque aura réalisé un ouvrage, une installation, des travaux ou une activité soumise à autorisation,

sans satisfaire aux prescriptions fixées par le préfet dans l'arrêté d'autorisation et les arrêtés complémentaires".

Les dispositions de cet article pourront notamment être utilisées pour sanctionner un exploitant qui refuse de réaliser l'autosurveillance, qui néglige d'en transmettre les résultats, qui transmet des résultats erronés, ou en cas de défaut d'information lors de pannes ou d'opérations de maintenance.

Ce sont les services de l'état (police de l'eau ou le garde pêche) qui sanctionnent.

## **5. Conclusion**

Comme nous venons de le voir, la réglementation impose de connaître les débits rejetés et le flux polluant journalier pour déterminer le régime d'autorisation ou de déclaration de l'ouvrage. La surveillance des rejets peut être réalisée soit par une estimation (débits rejetés et charge polluante) soit par une mesure en continu en fonction de la charge rejetée.

Les techniques développées pour la surveillance des déversoirs d'orage dépendent donc de ce qu'impose la réglementation. Ainsi, on ne trouvera pas les mêmes méthodes si une estimation s'avère suffisante ou si la quantification doit être menée de façon rigoureuse. Comme nous le verrons dans les prochains chapitres, la métrologie a été développée essentiellement dans le but de pouvoir réaliser des mesures et répondre au besoin de quantification en temps de pluie ainsi qu'au besoin de surveillance du « non déversement » par temps sec. Les modélisations, elles, peuvent répondre aux besoins d'estimations.

# **PARTIE III - DÉMARCHE DU PROJET GLOBAL « DÉVERSOIR D'ORAGE » ET UTILISATION DE CE GUIDE DANS LE CONTEXTE DE L'AUTOSURVEILLANCE**

## **Chapitre 1 : Démarche du projet global**

Afin d'améliorer et de synthétiser les connaissances sur le fonctionnement des DO, mais aussi en vue de répondre aux exigences de la réglementation, l'Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg (ENGEES), la Direction Technique (DT) de la Générale des Eaux et Veolia Water Anjou Recherche se sont associés pour travailler sur un projet global concernant les déversoirs d'orage, dont le financement est en partie assuré par le Fonds National pour le Développement de l'Adduction d'Eau (FNDAE). Ce projet global se compose de cinq phases principales, résumées ci-dessous et représentées à la Figure 11.

### **1. Bibliographie**

Une étude bibliographique de la modélisation des déversoirs d'orage a débuté en 1996 dans le cadre d'une collaboration entre Anjou Recherche et le Département Technique de la Compagnie des Eaux et de l'Ozone (CEO). Elle s'est poursuivie à l'ENGEES dans le cadre de plusieurs stages de fin d'étude. L'objectif de cette synthèse était de présenter l'ensemble des connaissances existantes sur les moyens de calculs et de modélisation hydraulique des DO.

### **2. Classification**

Une étude de classification des déversoirs d'orage a été entreprise en 1997, pour Anjou Recherche, dans le cadre d'un stage de fin d'étude à l'ENGEES. Cette étude a permis de faire le point sur l'ensemble des classifications existantes, dans le but de les compléter en intégrant les critères géométriques des ouvrages aussi bien que les critères de fonctionnements hydrauliques.

### **3. Utilisation d'un banc d'essais physiques**

Grâce aux nouveaux critères de répartition proposés par l'étude sur la classification, il a été procédé à la mise en œuvre d'un banc d'essais physiques afin de tester différents types d'ouvrages et leur comportement hydraulique, et de les comparer ainsi avec des ouvrages réels étudiés à une échelle allant de 1 à 1/10<sup>ème</sup> environ. Ce banc a permis également de valider les nouveaux modèles de simulation de déversoirs mis en œuvre dans la phase suivante.

### **4. Intérêt d'un banc d'essais numériques**

Différentes études ont été réalisées pour modéliser le fonctionnement de déversoirs d'orage, afin de reproduire au mieux leur comportement hydraulique. Ce travail a permis de développer les connaissances quant à l'aspect modélisation et représente ainsi une aide dans l'estimation des débits déversés au droit des déversoirs.

### **5. Synthèse et guide technique**

Au vu de l'ensemble des études réalisées, l'objectif final du projet global est la rédaction du présent guide technique, permettant de faire la synthèse des connaissances sur les déversoirs d'orage, ainsi que d'élaborer la démarche à adopter dans la mise en place de l'autosurveillance, conformément à la législation en vigueur.

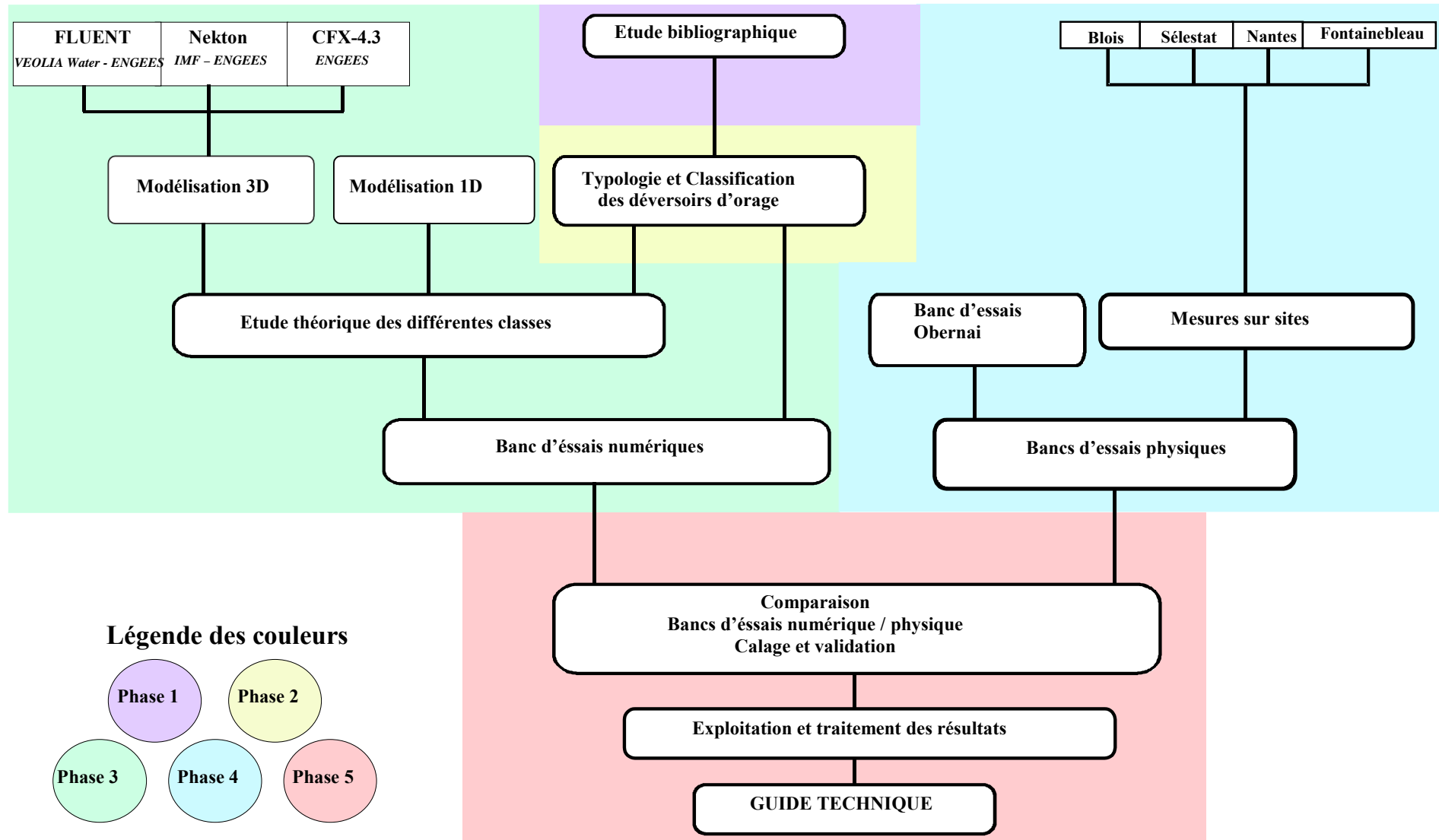


Figure 11 : Organigramme du projet DO

L'ensemble de tous les mémoires ayant permis la réalisation de ce guide technique est disponible sous forme de CD-ROM. [FICHE n°35]

## **Chapitre 2 : Utilisation de ce guide pour la mise en place de l'autosurveillance**

### **1. Détermination des ouvrages soumis à l'autosurveillance**

Comme nous l'avons vu, la volonté de rédaction d'un guide technique a pour origine la prise de conscience de la pollution du milieu naturel par les rejets au droit des déversoirs ainsi que l'apparition d'un nouveau contexte réglementaire visant à contrôler davantage les ouvrages de déversement. Il convient donc dans un premier temps, avant toute étude d'un DO, de connaître le régime réglementaire du déversoir (ouvrage soumis à déclaration ou à autorisation), et, le cas échéant, de connaître précisément les diverses applications qui en découlent.

Ainsi, il faudra savoir si l'ouvrage est soumis à une autosurveillance et dans quelle mesure celle-ci doit être appliquée. Une fois connue l'ensemble des dispositions à mettre en œuvre pour satisfaire à la réglementation, on pourra entamer la démarche de mise en place de l'autosurveillance proposée ci-dessous.

### **2. Diagnostic géométrique de l'ouvrage**

Une fois connu le régime réglementaire du déversoir d'orage, on peut commencer son examen précis. Afin d'instrumenter au mieux le déversoir, il convient d'en connaître le fonctionnement, et cela passe avant tout par la connaissance précise des paramètres physiques de l'ouvrage.

#### **2.1. Classification**

La classification des DO permet de préciser à quel type de DO on est confronté. Les critères géométriques donnent des informations simples et, lorsque l'ouvrage n'est pas d'une grande complexité, des moyens de calculs existent et peuvent fournir des renseignements non négligeables quant à son fonctionnement hydraulique. Il est donc important de réaliser une description précise de l'ouvrage.

#### **2.2. Environnement du DO**

L'examen de l'environnement du DO est important, car il permet de déterminer les différentes influences amont et aval sur l'ouvrage.

### **3. Diagnostic hydraulique de l'ouvrage**

Outre l'examen des critères géométriques, il convient de réaliser une étude du fonctionnement hydraulique de l'ouvrage pour compléter la classification.

Pour ce faire, il existe quatre méthodes principales que l'on décrit dans les paragraphes suivants.

#### **3.1. Observation visuelle**

Une observation réelle du fonctionnement hydraulique est la première chose à réaliser, et apporte de nombreuses informations sur le comportement de l'ouvrage, l'écoulement des effluents et les débits déversés. Elle peut se faire de manière ponctuelle par visualisation "à



l'œil nu" ou photographique, ou de manière plus continue sous forme d'enregistrement vidéo. Tout comme la méthode d'instrumentation temporaire décrite plus bas, cette méthode exige une bonne expérience du personnel pour réaliser les observations dans des conditions qui restent difficiles.

### **3.2. Outil de calcul**

On peut également réaliser une simulation numérique en utilisant un modèle adapté à la complexité de l'ouvrage pour simuler au plus près le régime hydraulique de l'ouvrage. La classification réalisée précédemment est une aide précieuse dans le choix des modèles. Le calcul permet ainsi de connaître l'ensemble des caractéristiques hydrauliques de l'ouvrage. Une bonne connaissance des conditions aux limites, c'est-à-dire des influences amont et aval, est déterminante pour la validité des résultats.

### **3.3. Banc d'essais physiques**

Une autre méthode consiste à construire un "pilote", ou reproduction de l'ouvrage réel à échelle réduite, dans un laboratoire, en représentant au mieux les conditions de terrain, ceci dans le but d'approcher le fonctionnement réel du DO. L'observation est plus aisée et permet de concevoir une instrumentation définitive du site mieux conçue et donc plus efficace. Ainsi, un banc d'essais physiques a été conçu et réalisé par l'ENGEES et se trouve actuellement au lycée Agricole d'Obernai (Bas-Rhin).

### **3.4. Instrumentation temporaire**

Pour mieux connaître l'ouvrage, on peut mettre en place une instrumentation temporaire, surabondante par rapport à l'équipement définitif. Cette méthode semble indispensable lorsque la configuration du site se révèle complexe car elle permet d'optimiser la position des capteurs, de vérifier le domaine de validité des moyens de calculs envisagés (si ceux-ci existent) et de construire une courbe de fonctionnement « empirique ».

## **4. Conception et instrumentation**

Lorsque la typologie de l'ouvrage est définie de manière géométrique et hydraulique, que celui-ci apparaisse d'un fonctionnement simple ou plus complexe, il faut procéder à l'instrumentation du site si l'on veut répondre de manière efficace à la réglementation, notamment en matière d'autosurveillance.

### **4.1. Sur DO existant**

Sur l'ouvrage tel qu'il est, on procède à l'instrumentation définitive du site. Il est bon de rappeler que, sans aller jusqu'à une sur-instrumentation, une redondance d'équipements apporte un intérêt certain pour assurer la fiabilité de la détection de surverse et des mesures de débits déversés.

### **4.2. Sur DO modifié**

Sans aller jusqu'aux solutions radicales (obturation du déversoir) qui modifieraient le régime réglementaire de l'ouvrage, on peut prévoir d'éventuelles modifications de la configuration du déversoir, comme le rehaussement de quelques centimètres d'une crête déversante, l'ajout d'une vanne à l'aval, dans le but de faciliter ou de résoudre certains problèmes de mesures.

## **5. Mise en place (protocole et étalonnage)**

Il faut procéder au choix et à la mise en place du système d'instrumentation. Différentes méthodes sont possibles, mais certaines paraissent plus adaptées à certains types de déversoirs ou certains sites. Une mise en place de qualité, un étalonnage précis des appareils et un entretien régulier sont le gage de mesures efficaces. Des vérifications périodiques sont nécessaires pour corriger les dérives des capteurs.

## **6. Exploitation**

Lorsque l'instrumentation est réalisée, les mesures sont relevées et stockées, encore faut-il savoir ce qu'il convient d'en faire ! Réaliser des mesures pour stocker des données ne sert à rien si l'objectif final n'est pas leur exploitation rapide qui doit permettre de donner des réponses aux exigences réglementaires et en terme de suivi technique de l'ouvrage. L'exploitant tient à jour un manuel d'autosurveillance de la station d'épuration, il doit en être de même pour les déversoirs d'orage. Ce manuel contient l'ensemble des informations et enregistrements justifiant d'une bonne exploitation de l'installation. Ce document sera mis à la disposition du service chargé de la police de l'eau.

L'organigramme de la page suivante résume l'ensemble des étapes à suivre et l'utilisation du guide pour mettre en place l'autosurveillance d'un déversoir d'orage.

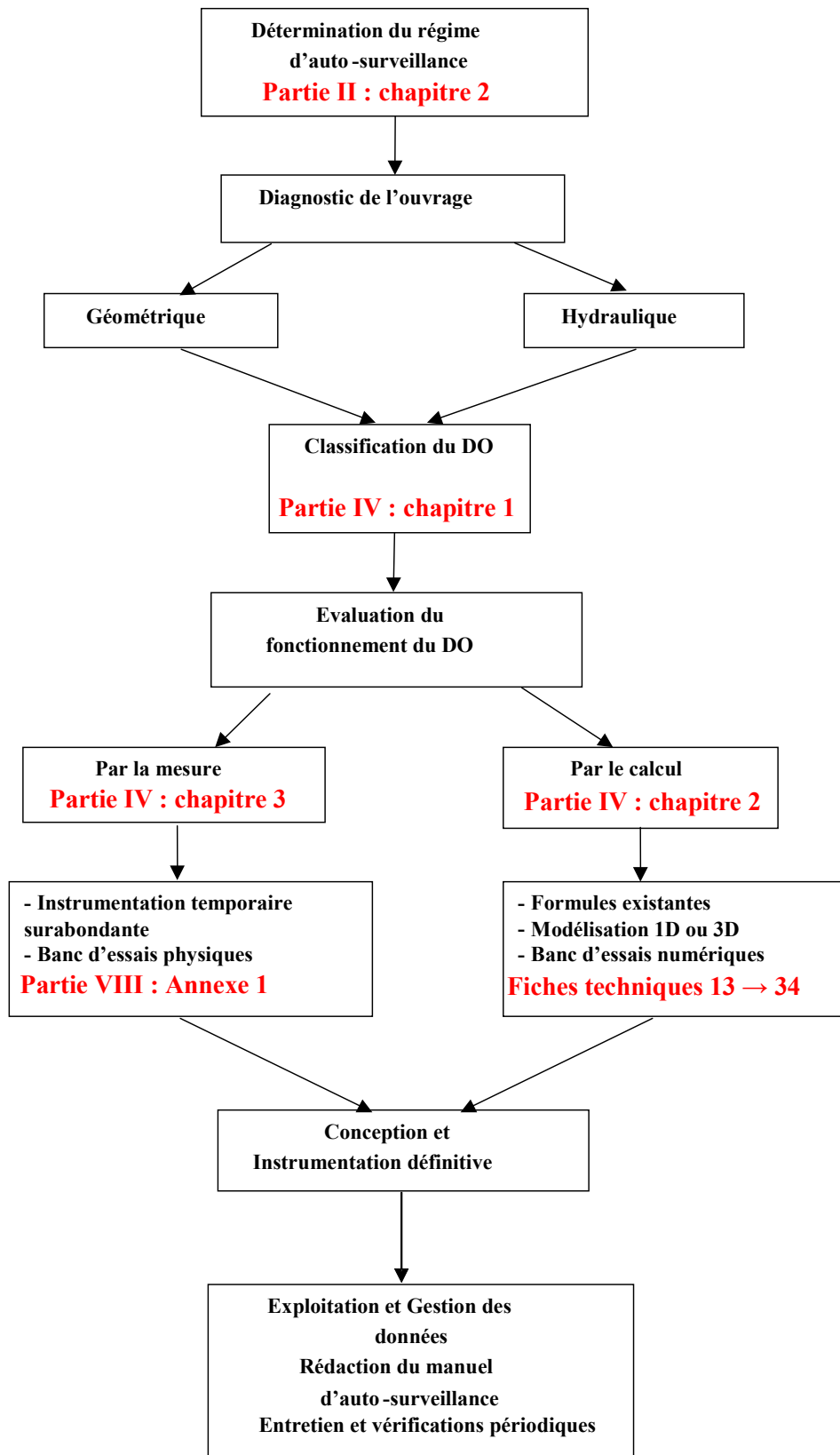


Tableau 5 : Organigramme : autosurveillance des DO

# **PARTIE IV - MOYENS D'ÉVALUATION DU FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE DES DEVERSOIRS D'ORAGE**

## Chapitre 1 : Identification des déversoirs et de leur mode de fonctionnement

L'objectif d'une identification et d'une classification est de permettre d'anticiper le comportement hydraulique d'un ouvrage sans pour autant en devoir étudier complètement le fonctionnement. En diagnostic, l'étude des caractéristiques géométriques et des conditions aux limites devrait être suffisante. En dimensionnement, en fonction du réseau d'assainissement local et des contraintes hydrauliques, la classification peut apporter une réponse sur le choix du déversoir.

### 1. Différents types de déversoirs

#### 1.1. Ouvrages ne possédant pas de seuil

##### 1.1.1. *Trous dans le mur*

Ce sont les plus anciens ouvrages (Figure 12), aujourd'hui abandonnés pour deux raisons.

La première est due à une capacité d'évacuation très faible au niveau de la conduite de déversement. En effet, pour évacuer le débit rejeté, l'ouvrage fonctionne comme un réservoir avec vidange par le fond. Il faut donc une charge importante d'eau dans le déversoir pour permettre l'évacuation par le trop plein. Le niveau de l'eau risque donc d'atteindre le terrain naturel avant d'atteindre le débit de décharge maximal.

La deuxième raison est due à une mise en charge du réseau pour que le déversement ait lieu.

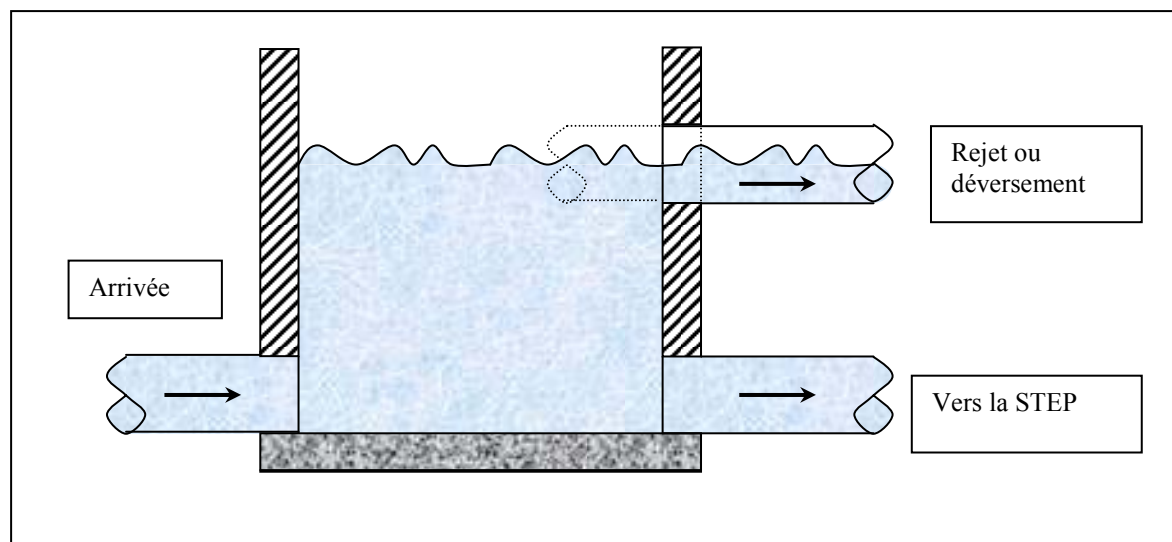


Figure 12 : Exemple d'un ouvrage type "trou dans le mur"

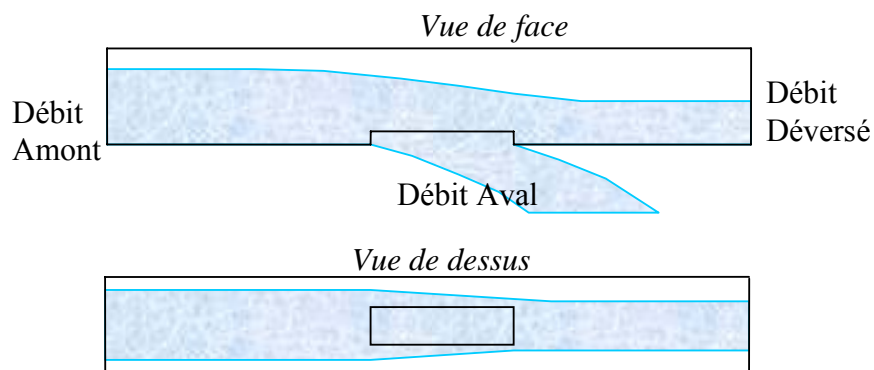


**Figure 13 : Exemple de déversoir à trou**

*1.1.2. Déversoirs à ouverture de radier : leaping weir*

Les eaux usées de temps sec chutent dans une ouverture (Figure 14) pratiquée dans le radier de la canalisation. La forme de l'ouverture peut être rectangulaire (proposée par Hager, 1992) ou elliptique (proposée par Taubmann, 1972).

Les débits excédentaires de temps de pluie sont évacués en franchissant l'ouverture pour continuer dans l'alignement de la conduite amont. L'ouverture dans le radier est réglable à l'aide d'une plaque métallique cintrée, rectangulaire ou avec une découpe parabolique que l'on place dans la conduite déversée (accessibilité en temps sec). L'objectif de cette plaque mobile est de permettre un réglage de l'ouverture et donc une modification du débit de référence. Ce déversoir devient donc ajustable facilement dans le cas où une modification des caractéristiques hydrauliques est nécessaire. Ce type d'ouvrage est installé lorsque l'écoulement est torrentiel et donc par forte pente (quelques %).



**Figure 14 : Déversoir leaping weir**



Figure 15 : Exemple de déversoir leaping weir

### 1.1.3. Déversoirs semi-automatiques et automatiques, équipement de vannes réglables

Parmi les déversoirs semi-automatiques, on peut citer : les déversoirs à vannes classiques, les vannes cylindriques et les vannes à clapet.

Cet équipement en vannes s'est d'abord développé pour remplacer le réglage manuel des seuils par des poutrelles et aussi pour transformer les seuils bas en seuils hauts. Cette transformation suppose un réglage rigoureux pour éviter qu'un calage trop haut ne surcharge l'aval ou encore qu'un calage trop bas ne provoque des déversements trop fréquents.

L'équipement de seuils semi-automatiques implique souvent une vanne dite "secteur" (Figure 16) déversant par le haut. Elle est mue par une centrale hydraulique commandée par un automate qui obéit à deux informations : le niveau d'eau dans le collecteur et celui dans le milieu récepteur.

La sécurité en cas de crue peut être complétée par une vanne clapet (Figure 18). Les consignes données à l'automate peuvent être modifiées à distance, la position de la vanne clapet et des niveaux étant connue, on peut donc calculer les débits hydrauliques évacués.

Un tel dispositif permet d'introduire la donnée de qualité de l'effluent, ce qui permettra éventuellement de privilégier les surverses pour les eaux les moins chargées.

Les ouvrages automatiques sont les vannes motorisées et les barrages gonflables. Ils sont manœuvrés soit à distance dans le cadre d'une gestion automatisée du réseau, soit sur le site à l'aide de capteurs et d'une unité de calculs pour l'asservissement. Ces déversoirs demandent un entretien régulier et les risques de détérioration sont supérieurs à cause des pièces mécaniques mobiles.

Malgré un génie civil important nécessaire à leur mise en place, les barrages gonflables n'imposent pas de reconstruire la forme du collecteur pour y installer une vanne.

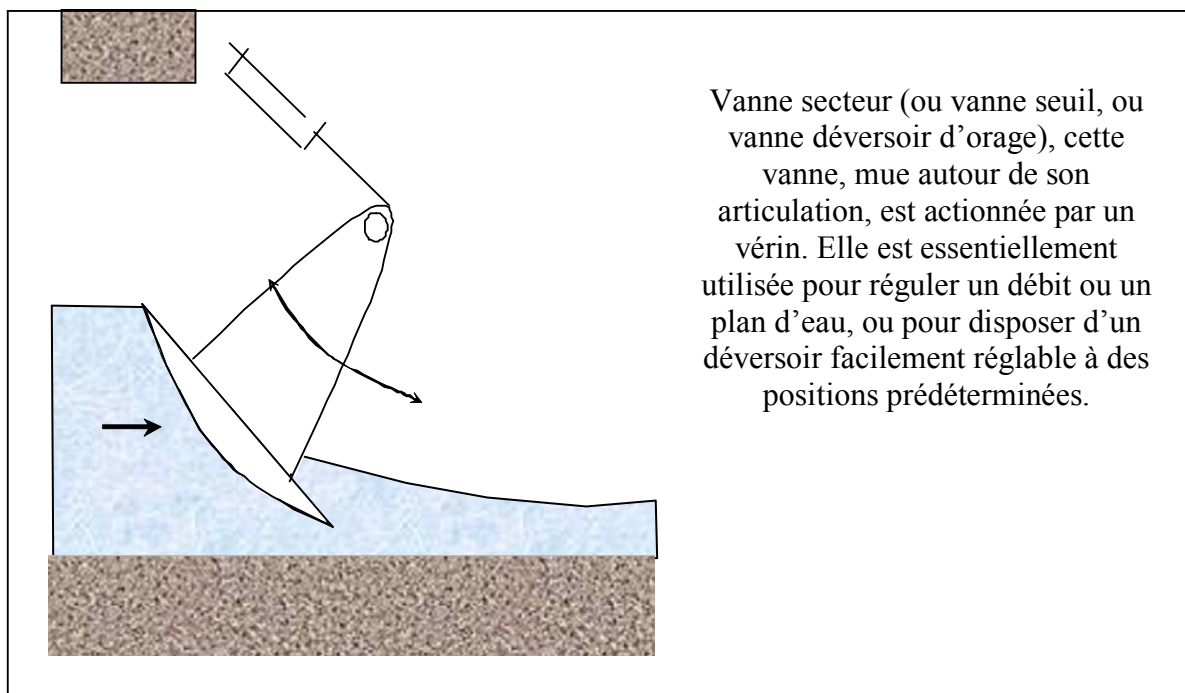


Figure 16 : Vanne secteur





Figure 17 : Exemple de vanne secteur

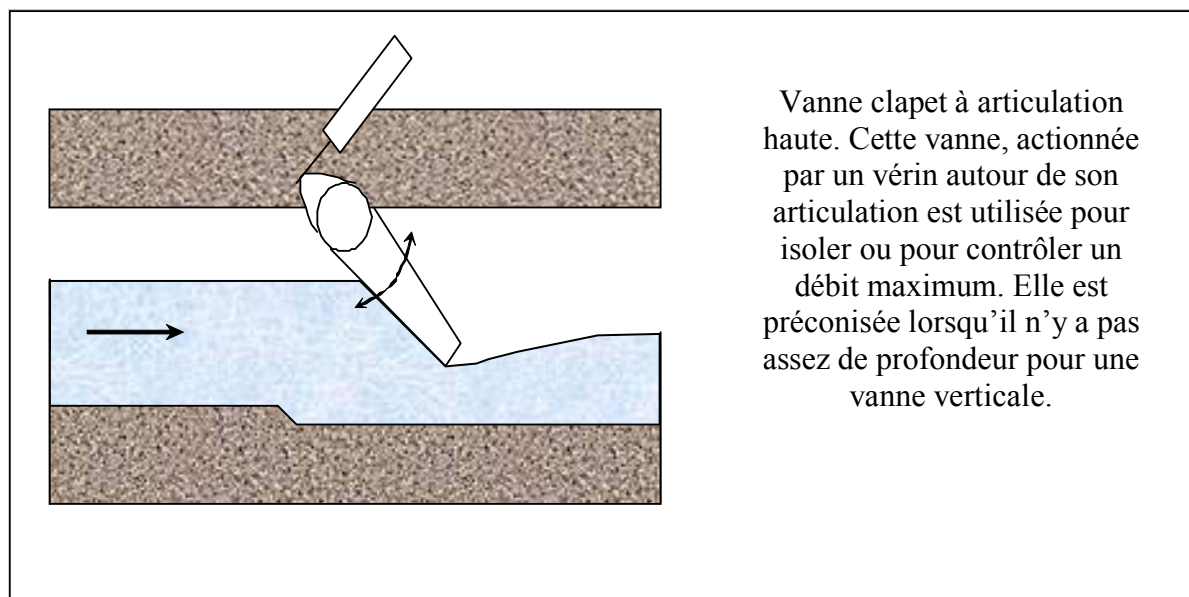


Figure 18 : Vanne clapet à articulation haute

#### 1.1.4. *Ouvrages à vortex*

Le principe de ces ouvrages est de réduire l'énergie cinétique de l'écoulement pour aider au dépôt des particules en suspension grâce à l'allongement du trajet, grossièrement hélicoïdal (Figure 19). De plus, ce mouvement tourbillonnaire produit des courants secondaires centripètes près du fond et y rassemble les particules décantées.

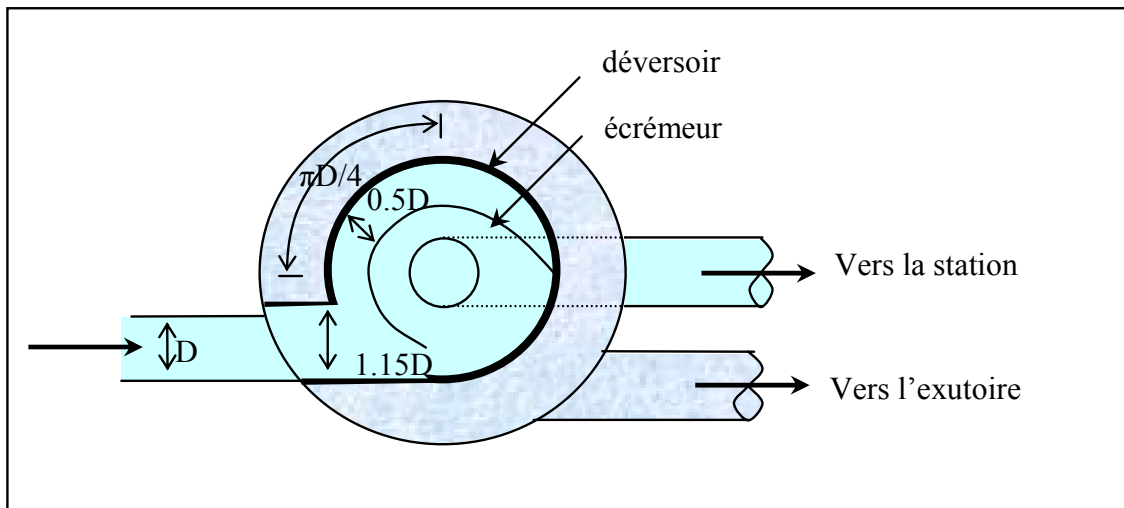


Figure 19 : Chambre à vortex avec déversoir périphérique

## 1.2. Ouvrage à Seuil(s)

### 1.2.1. Détermination selon le nombre de seuils

#### a. Déversoirs à seuil simple

Le seuil est placé d'un seul côté de l'ouvrage (Figure 20). Ce type de déversoirs représente environ 85% des déversoirs à seuil.

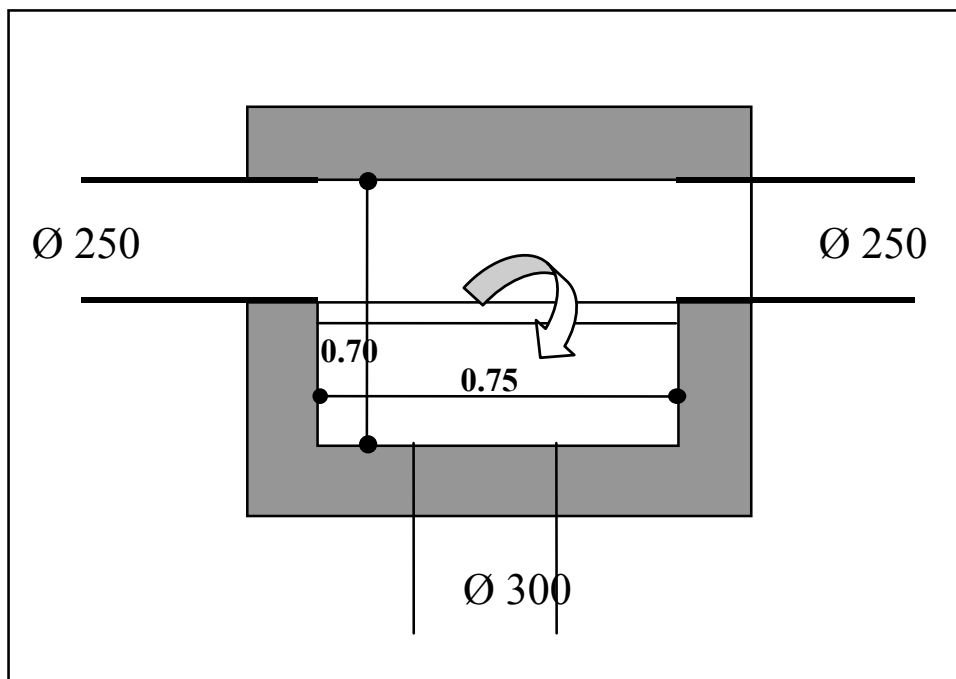


Figure 20 : Déversoir à seuil simple, vue de dessus



Figure 21 : Exemple de déversoir latéral à seuil simple

b. Déversoirs à seuil double

Le seuil est placé de chaque côté de l'ouvrage (Figure 22). Ce type de déversoirs représente environ 15% des déversoirs à seuil. Ce sont des déversoirs suspendus.

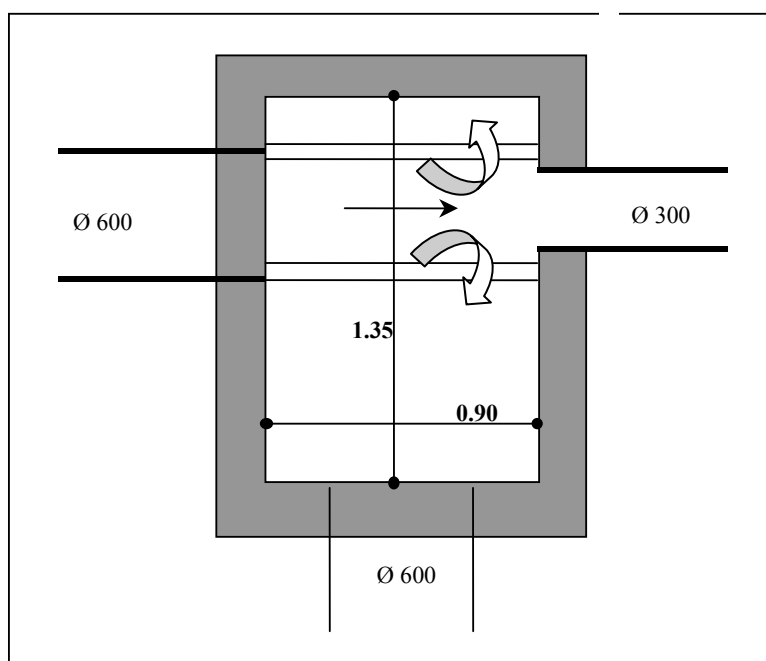


Figure 22 : Déversoir à seuil double, vue de dessus



Figure 23 : Exemple de déversoir à seuil double

1.2.2. Détermination selon la position du seuil par rapport à la conduite amont

a. Déversoirs à seuil latéral

Dans le cas du déversoir à seuil latéral pur, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement (Figure 24).

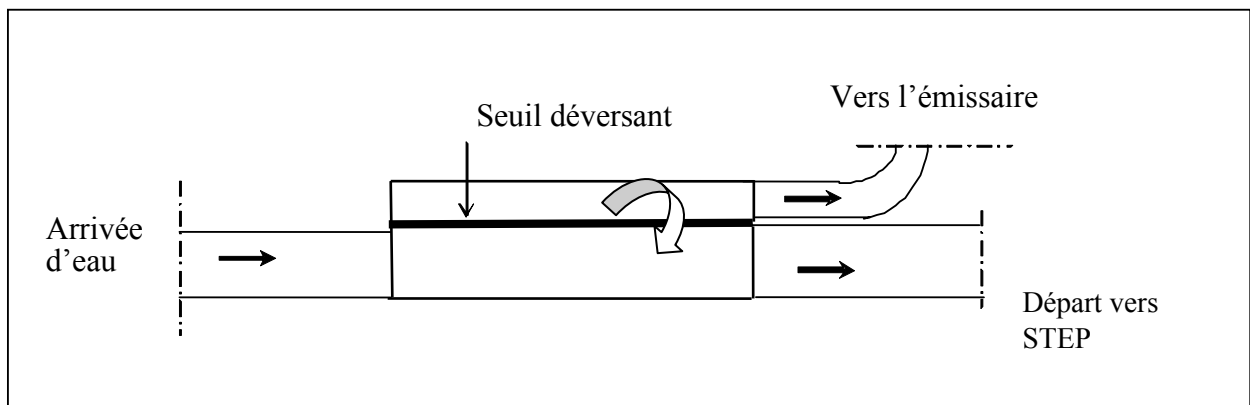
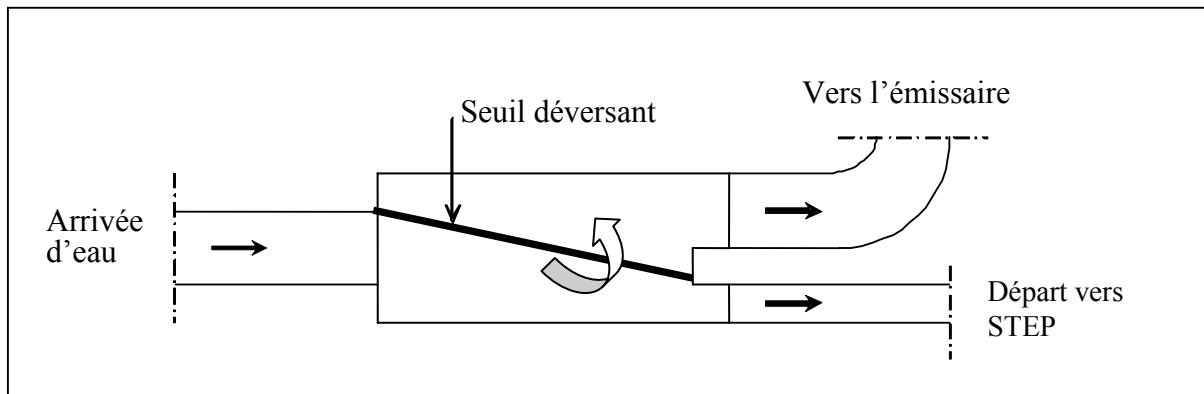


Figure 24 : Déversoir à seuil latéral pur, vue de dessus

Le déversoir avec entonnement oblige la crête à s'incliner par rapport à l'écoulement pour relier linéairement la conduite amont et la conduite aval.



**Figure 25 : Déversoir à seuil latéral avec entonnement, vue de dessus**

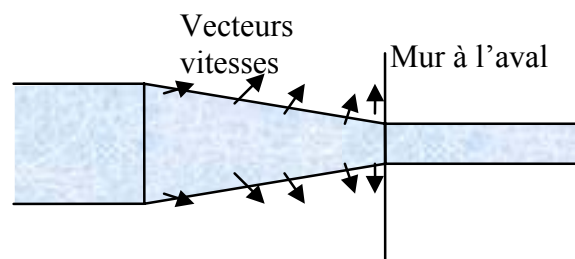
Parmi les déversoirs à seuil latéral, on peut établir une sous-catégorie selon la longueur du seuil. On définit la longueur d'un seuil par le rapport de sa longueur sur le diamètre de la conduite amont.

On distingue alors :

- les seuils courts dont le rapport est inférieur ou égal à 3,
- les seuils longs dont le rapport est supérieur à 3.

Les déversoirs courts ont été introduits par Hörler en 1973.

Cette distinction est faite parce que le comportement hydraulique de ces deux types de déversoirs est différent. En effet, sur un déversoir court, la figure suivante (Figure 26) montre que l'effet de la paroi verticale sur l'inclinaison des vecteurs vitesses joue un rôle non négligeable ; de plus, un ressaut hydraulique se crée sur la partie aval du déversoir. On ne retrouve pas systématiquement ces effets sur les déversoirs longs.



**Figure 26 : Déversoir court, vue de dessus**

#### b. Déversoirs à seuil frontal

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement (Figure 27). Parmi les déversoirs à seuils frontaux, on peut encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête (Figure 28).

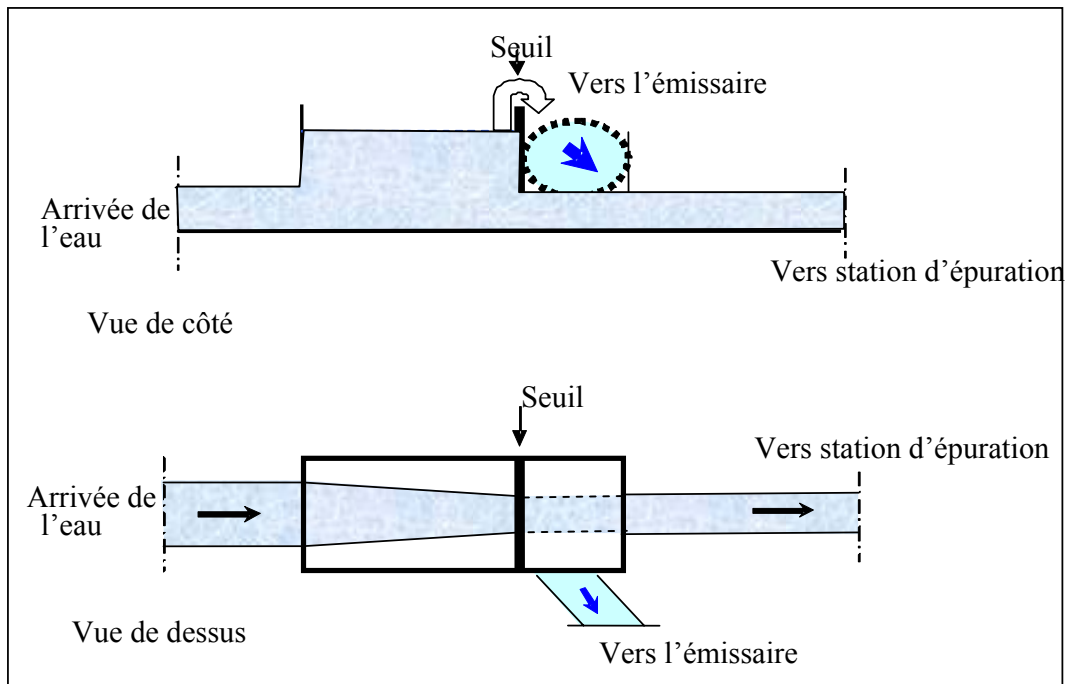


Figure 27 : Déversoir à seuil frontal pur, vue en coupe et vue en plan

On distingue alors :

- les seuils frontaux sans contraction, lorsque la longueur du seuil est égale à la largeur de l'ouvrage de déversement,
- les seuils frontaux avec contraction, lorsque la longueur du seuil est inférieure à la largeur de l'ouvrage de déversement.

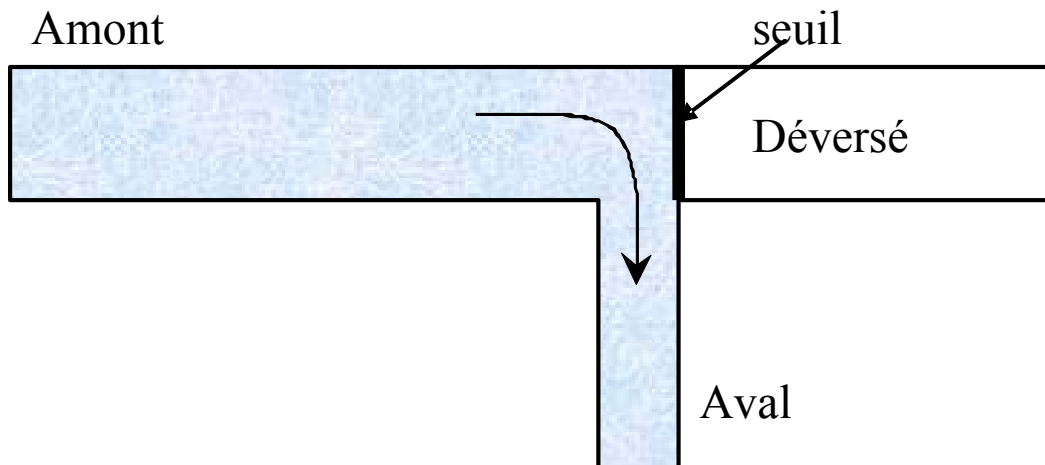


Figure 28 : Déversoir frontal



Figure 29 : Exemples de déversoir frontal

c. Déversoirs à seuil dit "intermédiaire"

Ce sont les déversoirs qui ont des seuils qui ne sont pas purement rectilignes : seuil rectiligne avec angle intermédiaire (41%), seuil brisé (4%) ou seuil curviligne (18%) (Figure 30).

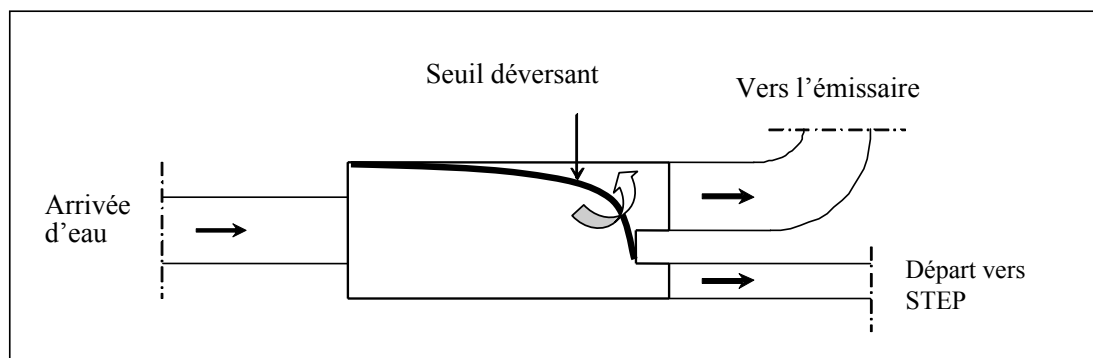


Figure 30 : Déversoir à seuil latéral intermédiaire, vue de dessus



Figure 31 : Exemple de déversoir à seuil curviligne

1.2.3. Détermination selon la hauteur du seuil

a. Déversoirs à seuil bas

Les déversoirs d'orage sont dits à seuil bas lorsque le niveau du seuil déversant se situe sous le niveau de la génératrice supérieure de la conduite aval (Figure 32).



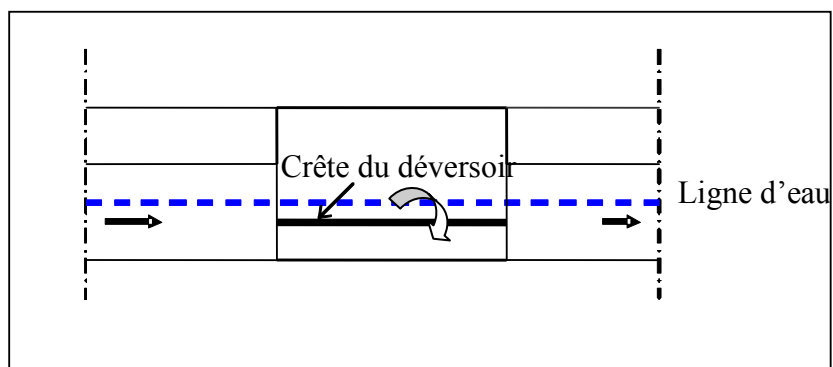


Figure 32 : Déversoir à seuil bas, vue en coupe



Figure 33 : Exemple de déversoir à seuil bas

Généralement la faible hauteur du seuil oblige un positionnement de la conduite déversante plus basse que le radier du déversoir afin d'éviter que celui-ci soit noyé. Toutefois la hauteur de crête à imposer lors d'un dimensionnement doit être supérieure à 25 cm indépendamment du débit afin d'éviter un déversement en temps sec dû aux dépôts présents au droit de la crête.

Le déversoir à seuil bas présente des conditions d'écoulement hydraulique et de déversement très variées suivant la pente du radier du collecteur. La ligne d'eau au droit du déversoir peut présenter différentes configurations (hauteur d'eau plus faible en tête de déversoir qu'en extrémité, ressaut à l'amont, à l'aval...). La difficulté à dimensionner ce type d'ouvrage réside dans le fait qu'il se situe à la limite de l'écoulement en régime critique. Il y a donc de très nombreux cas de fonctionnement possibles, plus ou moins bien connus, ce qui explique le nombre de formules proposées par différents auteurs. L'autre inconvénient concerne la pollution déversée qui est plus importante notamment pendant la reprise des dépôts.

#### b. Déversoirs à seuil haut

Les déversoirs sont dits à seuil haut lorsque le niveau du seuil déversant se situe au-dessus du niveau de la génératrice supérieure de la conduite aval (niveau à partir duquel il y a mise en charge de la conduite) (Figure 34).

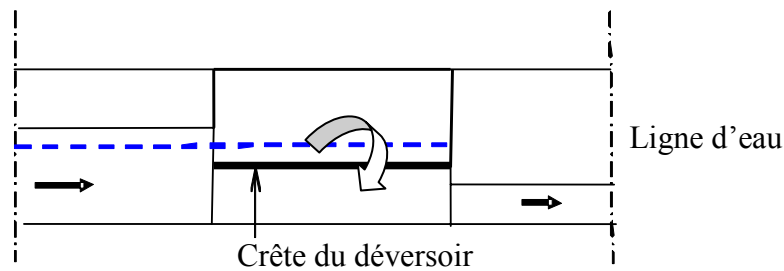


Figure 34 : Déversoir à seuil haut, vue en coupe



Figure 35 : Exemple de déversoir à seuil haut

Ce déversoir est utilisé de préférence lorsque le régime amont est fluvial. Son comportement hydraulique est connu et le dimensionnement est accessible avec une bonne marge de sécurité. Dans la plupart des cas, le seuil élevé évite le retour des eaux de l'émissaire dans le réseau.

c. Déversoirs à seuil "identique"

Les déversoirs sont dits à seuil identique lorsque le niveau du seuil déversant se situe au même niveau que la génératrice supérieure de la conduite aval. Ces déversoirs ont un comportement à surface libre lorsqu'ils ne déversent pas et en charge dans le cas contraire. Or, le passage d'un écoulement en charge ↔ surface libre peut être brutal et fortement perturber le fonctionnement de l'ouvrage.

### 1.3. Conclusion

Il existe donc deux familles de déversoirs d'orage : les ouvrages avec et sans crête.

Concernant les déversoirs à crête, les distinctions se font essentiellement en fonction des caractéristiques géométriques et hydrauliques. Le diagramme suivant (Figure 36) permet de caractériser ces ouvrages.

Le chapitre suivant s'intéresse aux différentes formes de classification existante des déversoirs d'orage. L'intérêt d'une typologie est de pouvoir anticiper le fonctionnement hydraulique d'un déversoir afin de pouvoir l'associer à d'autres ouvrages de même famille hydraulique de façon pertinente.

## Déversoir à crête

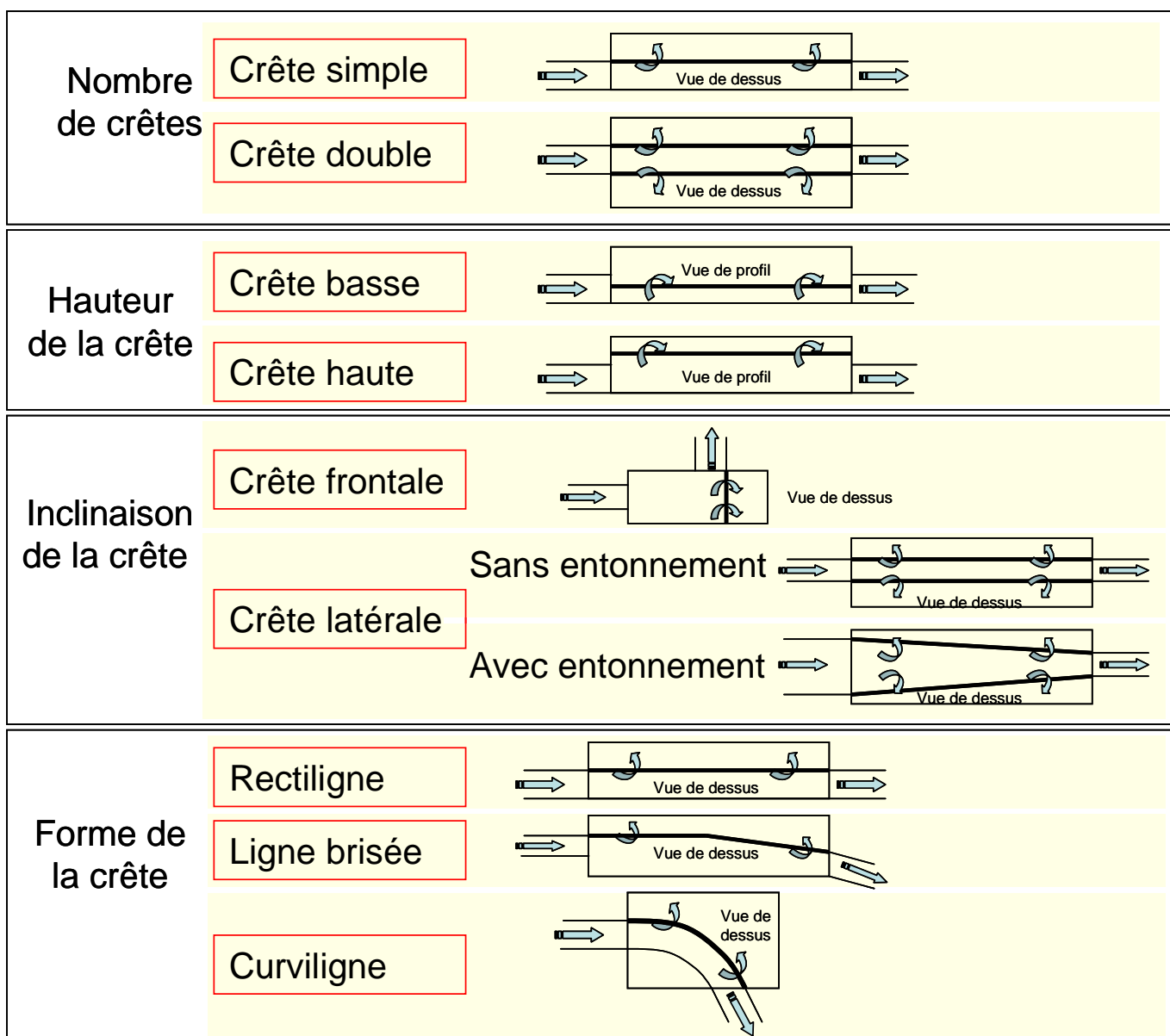


Figure 36 : Caractérisation des déversoirs à crête

## 2. Différentes classifications des déversoirs

Il existe de nombreuses classifications des déversoirs d'orage, notamment la classification réalisée sur le fonctionnement des ouvrages (Touzo, 1994) et celle basée sur les principes constructifs utilisés (SOGREAH, 1986). Une classification plus poussée sur différents critères a été proposée par une étude menée récemment par Anjou Recherche (Beziat, 1997).

### 2.1. Premier type de classification : selon le fonctionnement du DO

La classification proposée en 1994 s'appuie sur une vision systémique du déversoir d'orage. Elle s'intéresse à la façon dont le système est régulé.

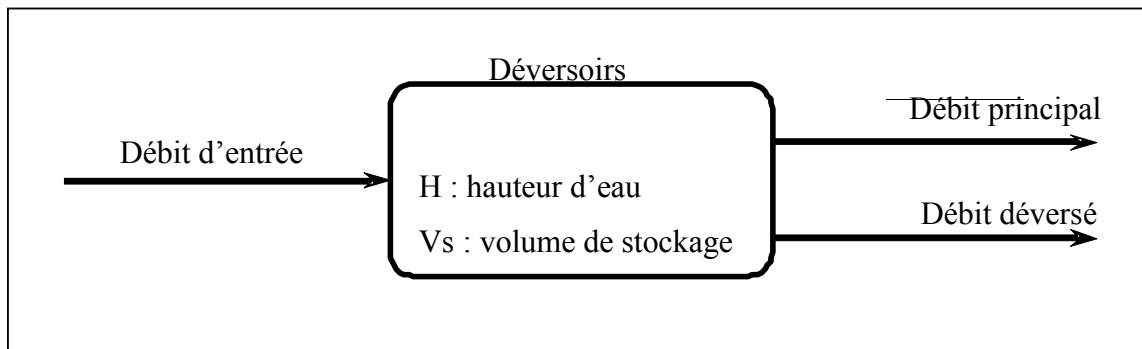


Figure 37 : Représentation systémique d'un déversoir d'orage

Le système est caractérisé par trois variables de flux (Figure 37) :

- Qentrée : débit entrant ( $Q_e$ ),
- Qprincipal : débit sortant et dirigé vers la branche principale ( $Q_{prin}$ ),
- Qdéversé : débit déversé ( $Q_{dev}$ ) vers le milieu récepteur.

Le système est caractérisé également par deux variables d'état :

- H : hauteur d'eau dans l'ouvrage,
- Vs : volume stocké dans l'ouvrage et à l'amont de l'ouvrage.

Ces caractéristiques permettent alors de distinguer trois familles au sein des déversoirs d'orage :

- les ouvrages dont le fonctionnement est régulé par le débit déversé :

$$Q_{prin} = Q_e - Q_{dev}$$

- les ouvrages dont le fonctionnement est régulé par le débit dirigé vers la branche principale :

$$Q_{dev} = Q_e - Q_{prin}$$

- les ouvrages dont le fonctionnement est régulé à la fois par le débit dérivé et par le débit dirigé vers la branche principale. Dans ce cas, il est nécessaire de tenir compte de l'évolution du volume stocké dans l'ouvrage et à l'amont de l'ouvrage.

$$Q_{prin} = f_1(H) \text{ et } Q_{dev} = f_2(H)$$

$$V_s = g(H) \text{ et } \frac{dV_s}{dt} = Q_e - Q_{prin} - Q_{dev}$$

En phase de dimensionnement, une telle classification est intéressante puisque l'on peut prévoir le mode de fonctionnement et ensuite choisir le déversoir qui correspond.

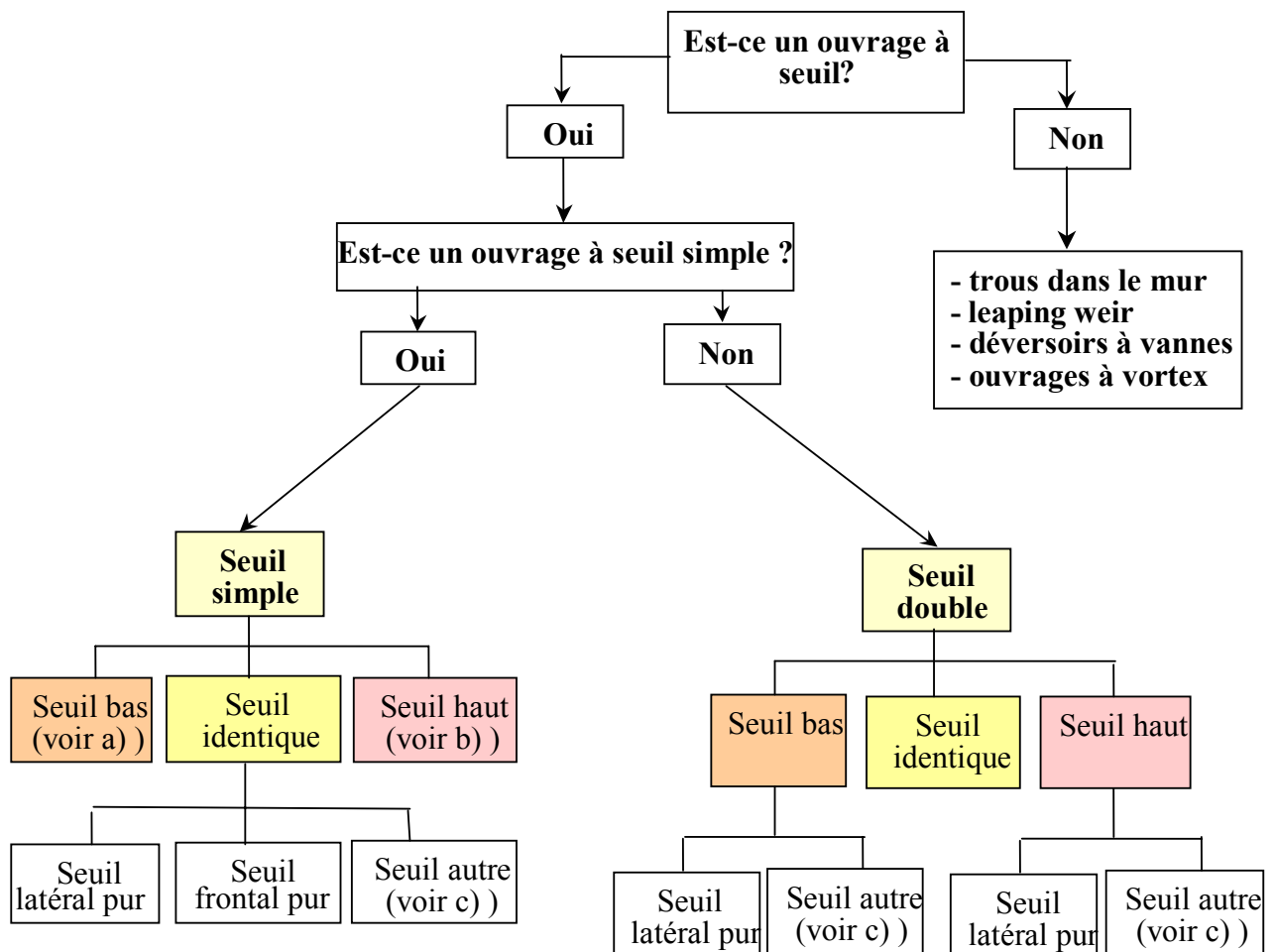
En phase de diagnostic, on ne dispose que des caractéristiques hydrauliques et des conditions aux limites de l'ouvrage. Ce n'est donc qu'après le diagnostic hydraulique que l'on pourra classer l'ouvrage.

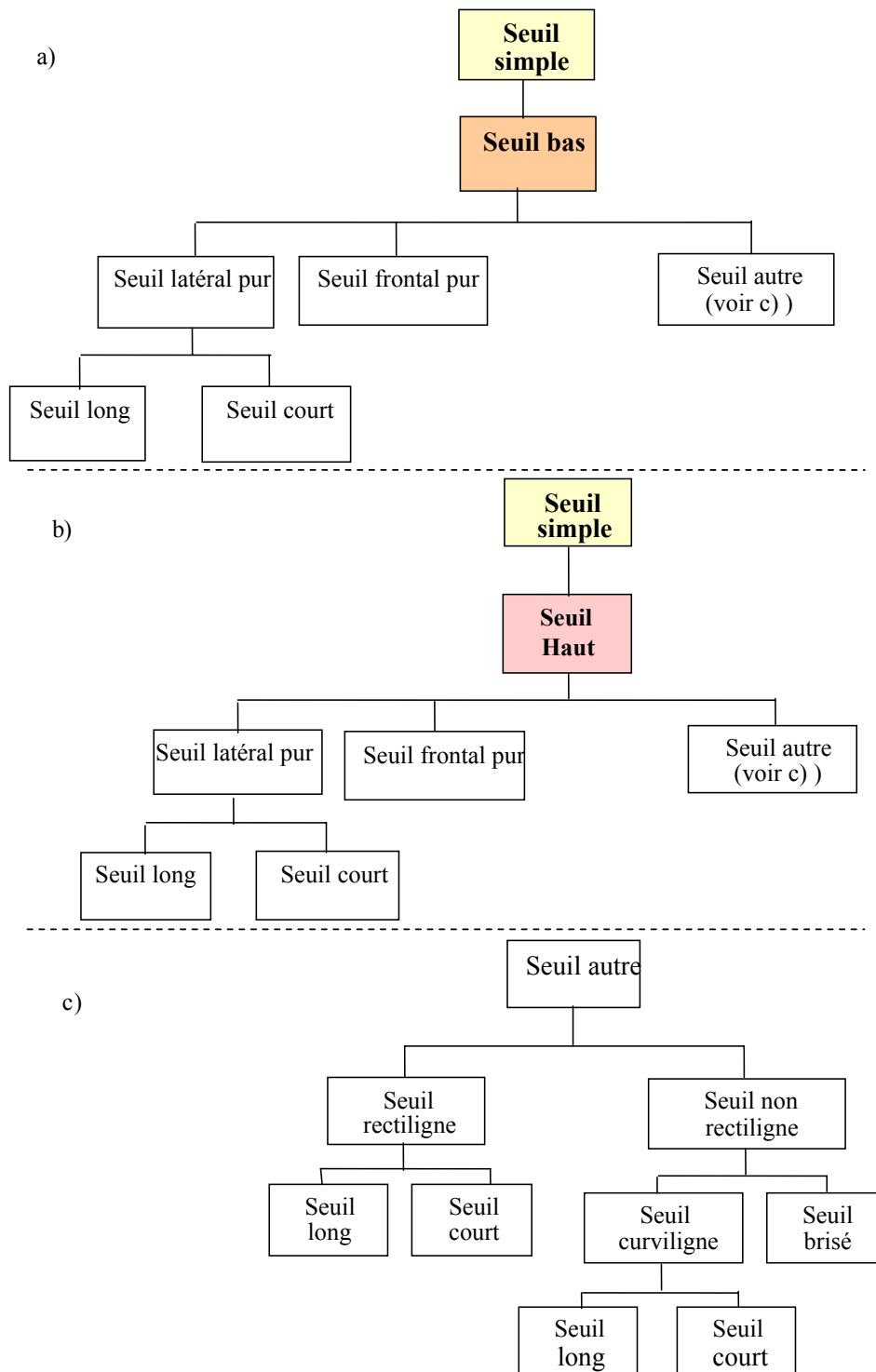
## 2.2. Second type de classification : selon les principes constructifs du DO

Cette classification a été réalisée par la société SOGREAH en 1986. Elle considère que l'élément caractéristique principal d'un déversoir d'orage est l'ouvrage de dérivation. On distingue alors :

- les ouvrages à seuil déversant,
- les ouvrages n'utilisant pas de seuil, par exemple les ouvrages à vortex.

Les organigrammes suivants (Tableau 6) permettent de déterminer le type de déversoir à l'aide des caractéristiques principales de l'ouvrage, notamment la géométrie du seuil.





**Tableau 6: Organigramme : classification**

En phase de diagnostic, une telle classification est intéressante puisque l'on peut prévoir le mode de fonctionnement hydraulique en fonction des caractéristiques géométriques connues de l'ouvrage. Toutefois, les conditions aux limites hydrauliques ne sont pas prises en compte dans la classification.

La phase de dimensionnement est plus délicate puisque l'on souhaite un mode de fonctionnement sans en connaître les caractéristiques géométriques.

### 2.3. Classification selon la géométrie et l'hydraulique

Le déversoir d'orage est un ouvrage présenté généralement de façon simplifiée : une conduite amont, une conduite aval et une conduite de décharge. Or bien souvent, le nombre de conduites de chaque branche peut-être beaucoup plus élevé. De la même façon, les classifications réalisées jusqu'à présent n'accordaient pas d'importance à l'éventuelle présence d'ouvrages en aval du DO ou à la possibilité d'une faible pente de la conduite de départ, alors qu'elles peuvent influencer le fonctionnement.

La classification initiale basée sur la géométrie réunissait, dans sa définition des seuils latéraux, aussi bien que des seuils dont la forme était rectiligne que ceux dont la forme était curviligne. Elles ne précisaient pas non plus les limites des positions frontales et latérales et les seuils intermédiaires. Or, les variations de géométrie sont des facteurs qui conditionnent le fonctionnement hydraulique de l'ouvrage.

Il est également important de prendre en compte, une fois la description géométrique réalisée, la description hydraulique de l'ouvrage, notamment à l'aide de la forme de la ligne d'eau. Le calcul de dimensionnement repose à la fois sur les critères géométriques des classifications "classiques" et sur les critères hydrauliques. Le calcul de débit déversé est réalisé à partir de formules empiriques établies pour des formes bien précis de seuils et des régimes d'écoulement.

En prenant conscience de la grande variabilité géométrique des DO, on comprend pourquoi il est difficile de trouver des formules adaptées à l'ensemble des ouvrages, et qu'il faut bien souvent étudier les déversoirs au cas par cas.

Afin de compléter les classifications existantes et d'améliorer les connaissances sur les déversoirs d'orage, une étude a été entreprise en 1997 par Anjou Recherche et l'ENGEES, qui propose une classification basée à la fois sur les critères géométriques de l'ouvrage mais aussi sur les critères hydrauliques. Cette étude a été basée sur une enquête qui a permis de récolter environ 500 plans de déversoirs, obtenus auprès d'organismes variés, pour l'essentiel dans le Nord et l'Est de la France. Seuls 200 plans ont pu être traités entièrement et les données ont été stockées dans une base de données créée et développée à cet effet. Cette étude a permis de dégager les types de déversoirs les plus représentés **[FICHE N°12]**.

Cette classification se base sur les critères géométriques de l'ouvrage exposés précédemment, complétés par les critères hydrauliques.

#### 2.3.1. Critères géométriques

Le déversoir est décomposé en différents éléments, les conduites qui y sont liées sont considérées comme parties intégrantes du DO (Figure 38).

L'environnement du DO :

- la ou les conduite(s) amont,
- la ou les conduite(s) aval,
- la ou les conduite(s) de déversement.

La partie interne du DO :

- la canalisation de débit : lieu par lequel transite le débit traversant le DO par temps sec.
- le seuil : lui-même décomposé en deux parties :

- le parement amont : il définit le seuil vu de l'intérieur de la canalisation de débit conservé (la hauteur de pelle correspond à la hauteur de seuil observé de ce côté).
- le parement aval : il correspond au seuil considéré du côté du débit déversé.
- la chambre de déversement : elle définit la partie de l'ouvrage où se déverse le débit par temps de pluie, avant d'atteindre la conduite de décharge.

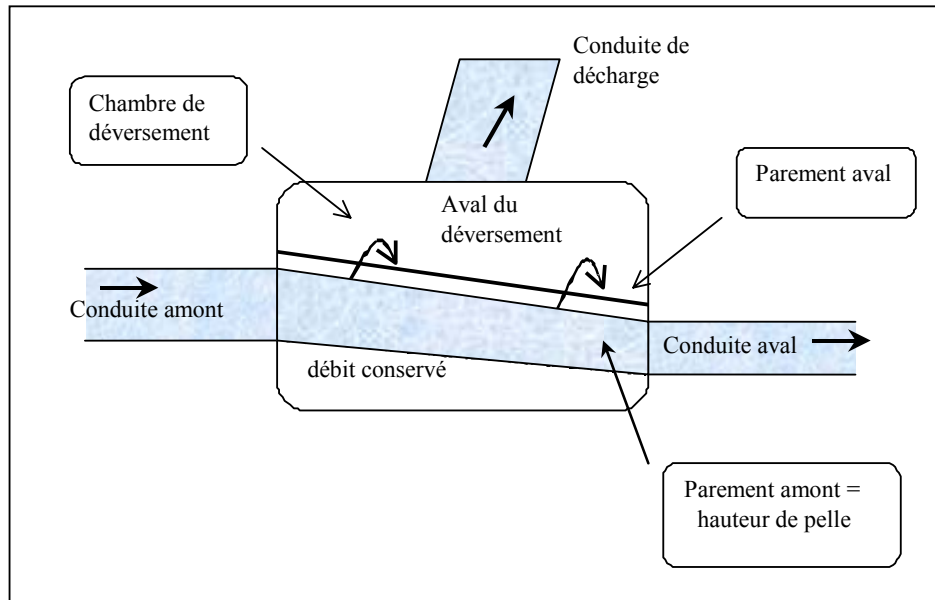


Figure 38 : Ensemble des termes descriptifs de l'ouvrage

Les **FICHES n°9, 10 et 11**, relatives à l'environnement de l'ouvrage, permettent d'en réaliser une description géométrique détaillée.

Quatorze paramètres de description ont été dégagés. Certains sont repris de la description géométrique telle que nous l'avons présentée dans le chapitre précédent, d'autres sont rajoutés et sont caractéristiques du seuil, des angles et des surfaces du déversoir.

Les seuils :

- le nombre de seuils,
- la hauteur de seuil (du parement amont),
- la longueur du seuil,
- l'épaisseur du seuil.

La (ou les) conduite(s) :

- le diamètre de la conduite amont,
- le diamètre de la conduite aval,
- le diamètre de la conduite de décharge.

La forme du DO en général :

- l'angle de la crête par rapport au repère fixé,
- l'angle de la conduite amont par rapport au repère,
- l'angle de la conduite aval par rapport au repère,



- l'angle de la conduite de décharge par rapport au repère,
- la surface de la canalisation de débit conservé,
- la surface de la chambre de déversement,
- les pentes relevées au sein de l'ouvrage.

Les 14 paramètres de description et de fonctionnement ont été définis sous forme de ratio entre deux paramètres de description géométrique tels que décrits ci-dessus [FICHE N°11].

L'objectif de ces ratios est de diminuer le nombre de variables de la classification.

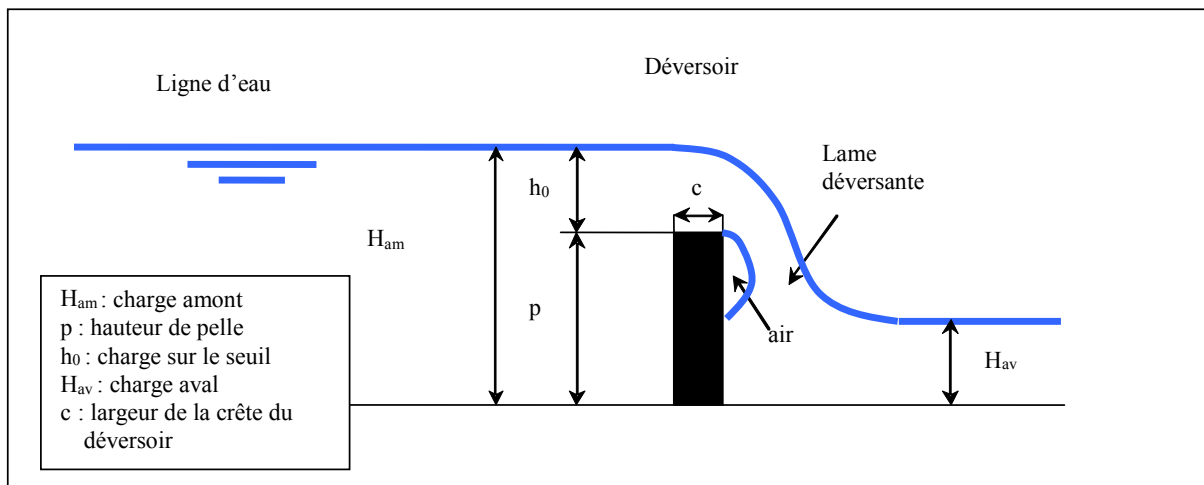
Pour ce faire, c'est la canalisation amont principale qui a été choisie comme référence. Il faudra utiliser le diamètre amont lorsqu'il s'agit de dimensions et l'angle de la conduite par rapport au repère [FICHE N°11] lorsqu'il s'agit de mesures d'angles.

### 2.3.2. Critères hydrauliques

Il est possible de compléter la classification géométrique des déversoirs d'orage par leurs caractéristiques hydrauliques. Ces déterminations sont importantes dans la mesure où elles fixent les conditions de régime utilisées dans les formules des débits déversés.

Ainsi, il convient de décrire les différentes lignes d'eau de l'écoulement, dont la forme est directement liée au régime hydraulique de l'ouvrage. On peut préciser la forme de la nappe déversante pour les déversoirs frontaux et celle de la ligne d'eau des déversoirs latéraux.

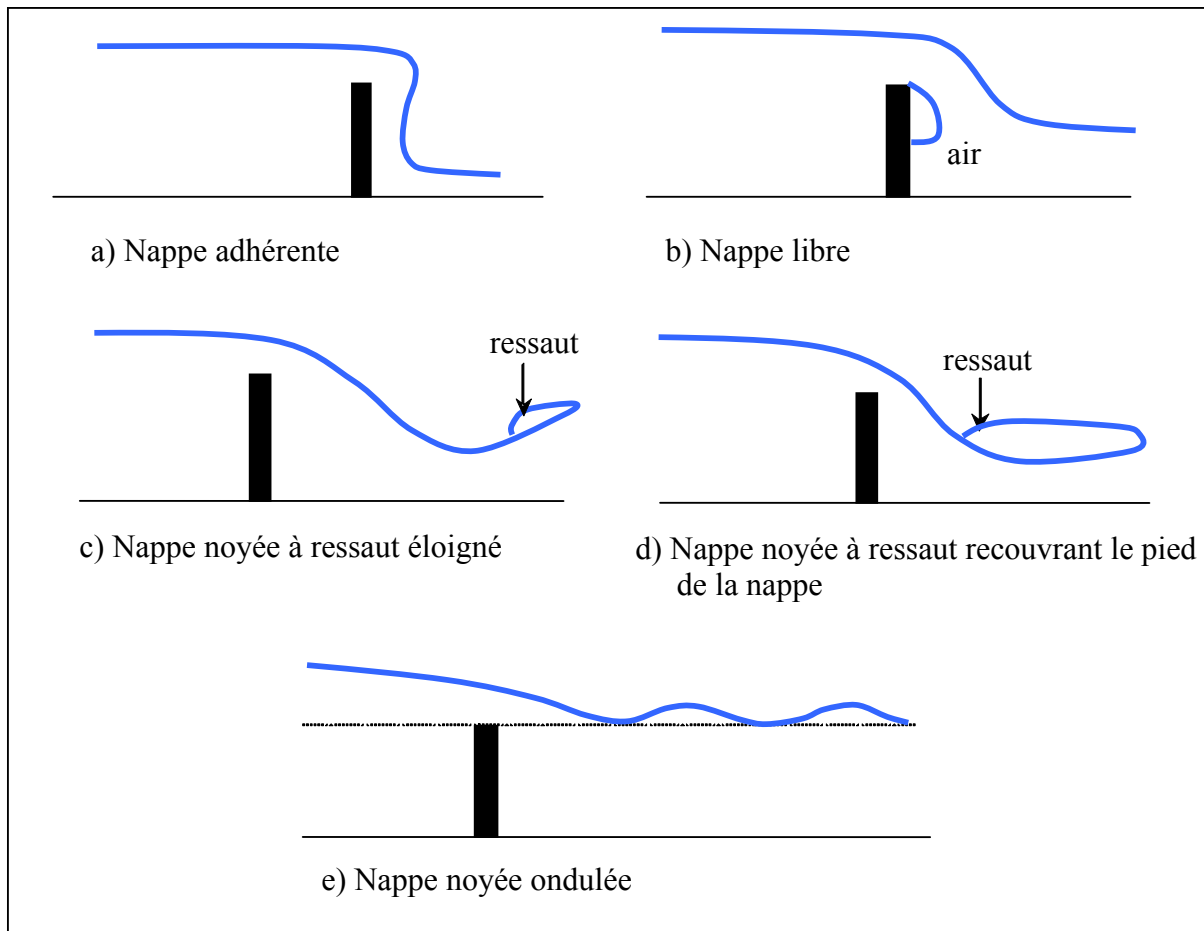
#### a. Types de lame déversante des déversoirs frontaux



**Figure 39 : Principe du déversoir et ses différentes caractéristiques hydrauliques**

##### a.1. Lame déversante adhérente

Une lame est dite adhérente lorsque la charge sur le seuil est trop faible pour projeter la lame d'eau. Visuellement, la nappe adhère à la paroi du déversoir (Figure 40a).



**Figure 40 : Différents types de lames déversantes**

a.2. Lame déversante noyée

Une lame déversante est dite noyée quand la zone d'air est remplie d'eau suite à l'augmentation de la charge sur le déversoir. Il peut alors s'agir soit d'une nappe noyée à ressaut, soit d'une nappe noyée ondulée (Figure 40c, d, e).

a.3. Lame déversante libre

Une lame déversante est dite libre quand la charge sur le seuil est suffisante pour projeter l'eau assez loin du déversoir sans influence aval. Visuellement, l'air peut accéder à tout le pourtour de la lame d'eau (Figure 40b).

b. Types d'écoulement et ligne d'eau des déversoirs latéraux

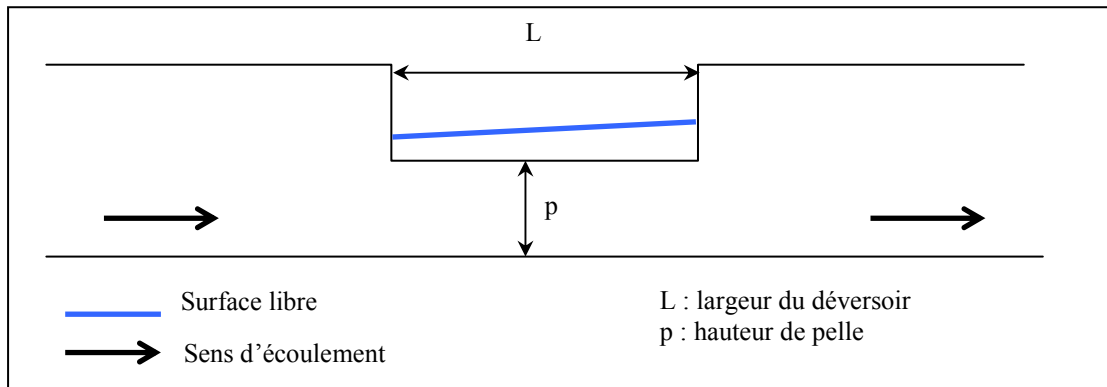
b.1. Cas des déversoirs latéraux à seuil court

Il existe deux régimes d'écoulement selon que la vitesse moyenne dans le canal est supérieure ou inférieure à la vitesse critique [voir GLOSSAIRE] : le régime fluvial et le régime torrentiel.

Il n'y a pas de ressaut dans le déversoir. Selon le régime d'écoulement, la ligne d'eau le long du déversoir n'est pas la même, et donc en observant celle-ci, on est capable de retrouver le régime hydraulique de l'écoulement [FICHES n°26 et 27].

b.1.1. Écoulement en régime fluvial

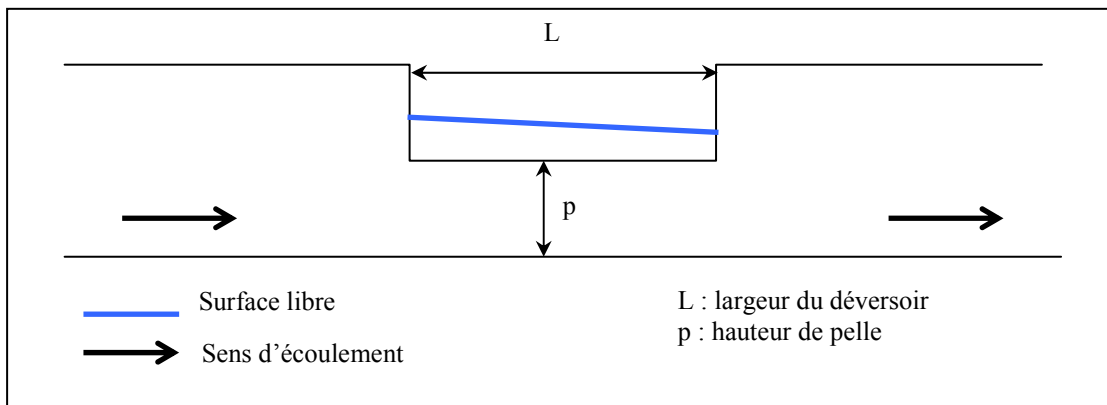
Si le régime dans le canal est fluvial, alors la ligne d'eau s'élève et le débit par unité de longueur augmente le long du seuil (Figure 41) :



**Figure 41 : Ligne d'eau d'un déversoir latéral à seuil court prismatique, en régime fluvial**

b.1.2. Ecoulement en régime torrentiel

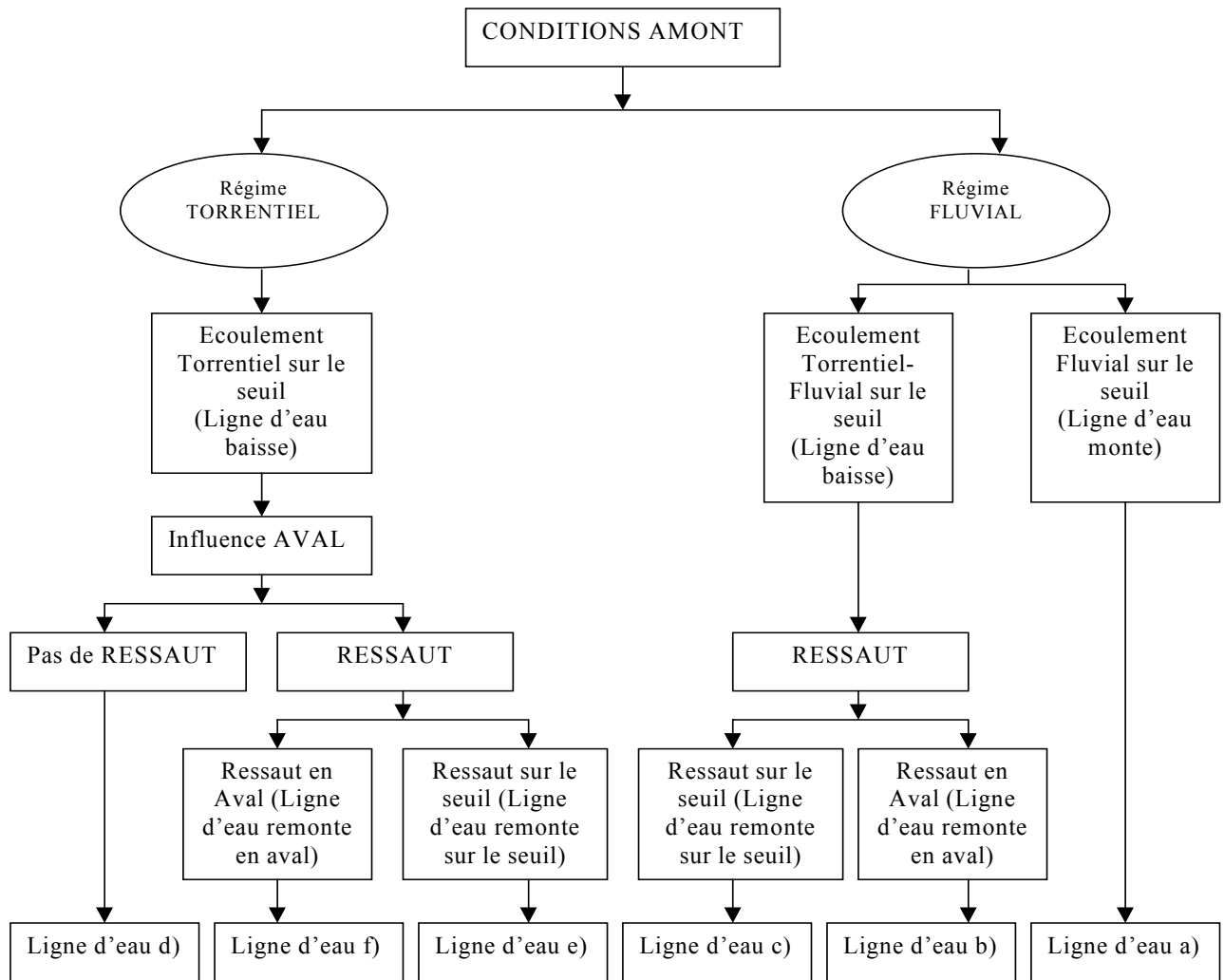
Si le régime dans le canal est torrentiel, la ligne d'eau s'abaisse et le débit déversé par unité de longueur décroît le long du seuil (Figure 42) :



**Figure 42 : Ligne d'eau d'un déversoir latéral à seuil court prismatique, en régime torrentiel**

b.2. Cas des déversoirs latéraux à seuil long

Pour les déversoirs latéraux à seuil long, il devient nécessaire de tenir compte de la variation de la ligne d'eau sur le seuil du fait des changements de régime et de la présence d'un ressaut hydraulique. Il existe une méthode de détermination du type de régime selon la forme de la ligne d'eau. Le Tableau 7 et le Tableau 8 donnent les diverses configurations possibles de lignes d'eau le long du seuil pour des écoulements de types fluvial et torrentiel dans un déversoir prismatique.



**Tableau 7 : Organigramme : les différentes possibilités de fonctionnement d'un DO**

Dans le cas des déversoirs non prismatiques c'est-à-dire avec entonnement, les lignes d'eau se compliquent davantage. Afin de mesurer l'étendue de la complexité de ces lignes d'eau, un CD-ROM regroupant l'ensemble des résultats du site pilote d'Obernai est disponible à l'ENGEES. Pour chaque déversoir testé (plus d'une centaine), les différentes lignes d'eau sous forme de photographie et de mesure tridimensionnelle sont regroupées sur ce support.

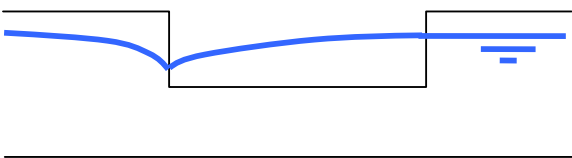
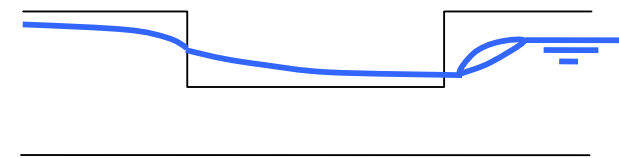
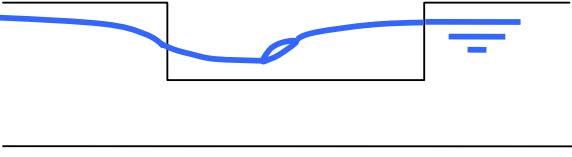
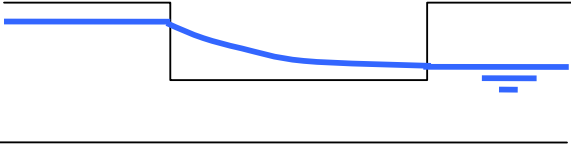
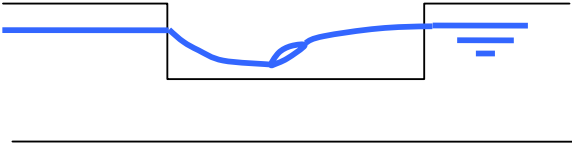
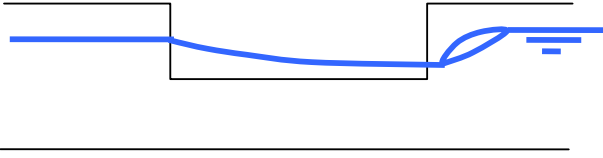
|   |  |
|---|--|
|  <p>a) Ligne d'eau fluviale à l'amont et le long du seuil.</p>   |  <p>b) Ligne d'eau fluviale à l'amont et torrentielle le long du seuil, avec ressaut en aval du seuil.</p> |
|  <p>c) Ligne d'eau fluviale à l'amont et torrentielle le long du seuil avec un ressaut sur le seuil.</p>         |  <p>d) Ligne d'eau torrentielle à l'amont et torrentielle le long du seuil</p>                             |
|  <p>e) Ligne d'eau torrentielle à l'amont et sur le seuil avec ressaut sur le seuil dû à une influence aval.</p> |  <p>f) Ligne d'eau torrentielle à l'amont et tout le long du seuil avec ressaut à l'aval.</p>              |

Tableau 8 : Différentes configurations de l'écoulement au droit d'un seuil long latéral

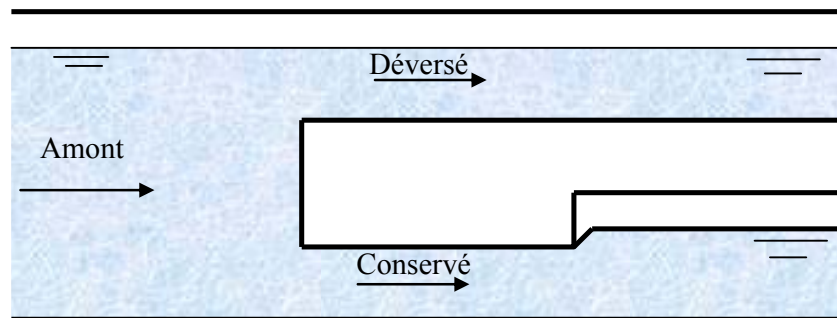
### 3. Conclusion

Il existe donc de nombreux types de déversoirs d'orage, qu'il est possible de "classer" en dégagant leurs principales caractéristiques géométriques et surtout hydrauliques. Cependant, ils ont été construits selon les besoins et leur configuration, très liée au site, est souvent particulière. Il convient donc de connaître de manière précise les dimensions de l'ouvrage, les ouvrages et le réseau qui l'entourent, les différents exutoires... Cette connaissance est à la base de toute étude sur le déversoir d'orage. Son instrumentation ou sa modélisation ne peuvent se faire de manière satisfaisante si ce travail n'a pas été entrepris correctement au préalable.

## Chapitre 2 : Évaluation du fonctionnement des DO par le calcul

### 1. Bibliographie

#### 1.1. Déversoirs frontaux à seuil haut



FICHE N°13

Figure 43 : Déversoir frontal à seuil haut

Pour les déversoirs frontaux à seuil haut, c'est principalement la capacité d'évacuation de la conduite aval et la hauteur de crête qui déterminent la quantité de déversement.

Ce type de déversoir a deux modes de fonctionnements hydrauliques différents : dans les conduites amont et déversante, l'écoulement est à surface libre tandis que la conduite principale a un écoulement en charge. Si le débit principal amont est inférieur à la capacité d'écoulement à surface libre de l'étranglement, aucun débit n'est déversé.

Sinon, l'étranglement inférieur se met en charge et on peut calculer le déversement de ce type d'ouvrage moyennant les hypothèses suivantes :

- le calcul est fait en régime permanent uniforme ou non uniforme pour la conduite aval déversée,
- il y a influence aval de la crête frontale sur la hauteur d'eau à l'amont, c'est-à-dire que le régime dans la conduite amont du déversoir est fluvial,
- la conduite déversante impose la hauteur d'eau au droit de la crête déversante (régime fluvial),

#### 1.2. Déversoirs frontaux à seuil bas

On distingue plusieurs cas selon la forme du seuil déversant, la configuration et la contraction éventuelle de la nappe déversante. Pour la représentation des nappes déversantes, on se reportera à la Figure 40 du chapitre précédent.



Il est important de garantir un écoulement fluvial à l'amont du déversoir pour rendre applicable l'ensemble des formules disponibles.

1.2.1. Déversoirs à seuil mince rectangulaire, nappe libre

Dans ce cas, on distingue les déversoirs avec et sans contraction latérale.

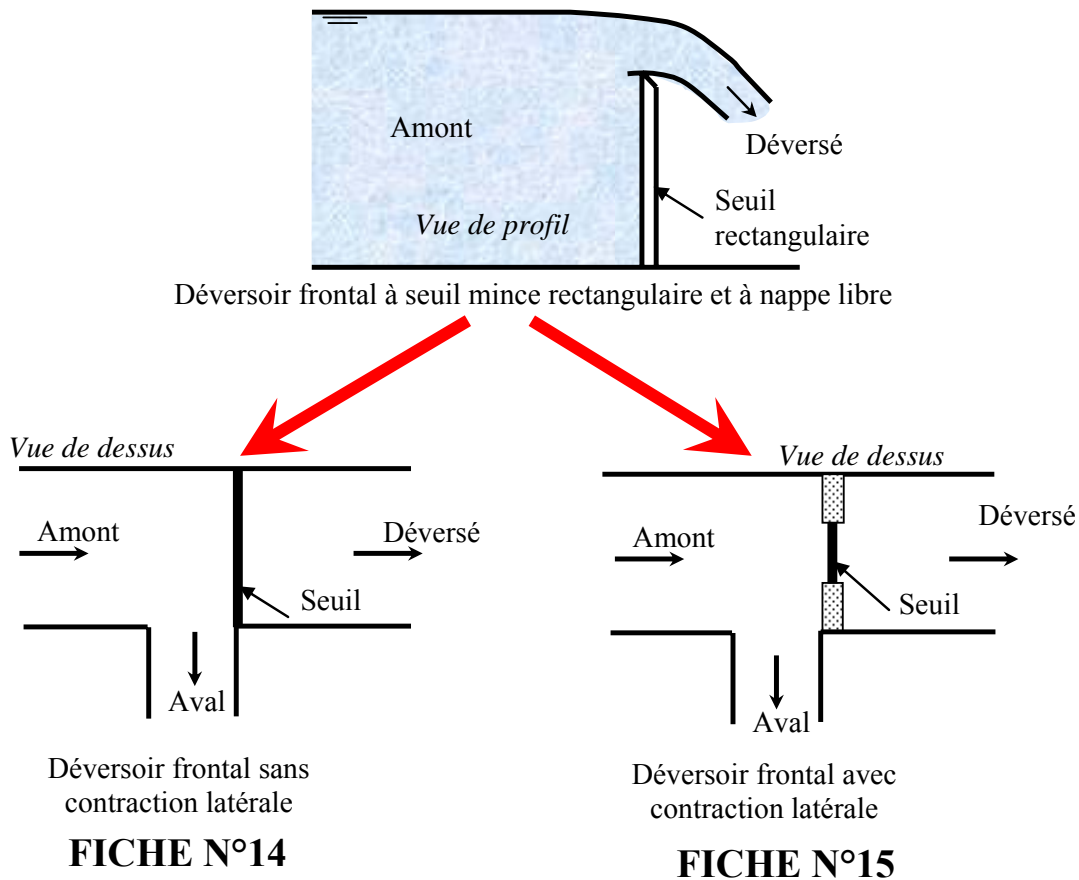


Figure 44 : Déversoir frontal avec et sans contraction latérale

a. Sans contraction latérale

La largeur de la crête correspond à la largeur du canal amont.

De nombreux auteurs proposent des formules différentes, présentées en **FICHE N°14** : Bernouilli, Weissbach, Poleni, Bazin, la SIA (Société suisse des Ingénieurs et Architectes), Rehbock.

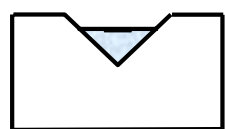
b. Avec contraction latérale

Dans ce cas, le seuil n'occupe qu'une partie de la section, et on utilise les formules utilisées pour le calcul du débit des déversoirs à seuil mince, sans contraction latérale, mais avec des coefficients et des limites différents, comme on peut les trouver en **FICHE N°15**.

1.2.2. Déversoirs de jaugeage à seuil mince non rectangulaire, nappe libre

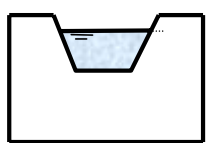
Il ne s'agit pas ici, à proprement parler, de DO, mais d'ouvrage de jaugeage. Cependant, la proximité conceptuelle de leur fonctionnement justifie de les mentionner ici. Les seuils sont des dispositifs pré-étalonnés permettant la mesure de débit en canaux. Ils font l'objet de normes internationales qui définissent pour chacun d'entre eux les prescriptions à respecter :

- Les déversoirs à mince paroi : norme NF X 10-311 (1983)
- Les déversoirs à profil triangulaire : norme NF ISO 4360 (1986)
- Les déversoirs rectangulaires à seuil épais : norme NF ISO 3846 (1990)
- Les déversoirs en V ouvert : norme NF ISO 4377 (1990)
- Les déversoirs à profil trapézoïdal : norme ISO 4362 (1993)
- Les déversoirs horizontaux à seuil épais arrondi : norme NF ISO 4374 (1991)



Déversoir triangulaire

**FICHE N°16**



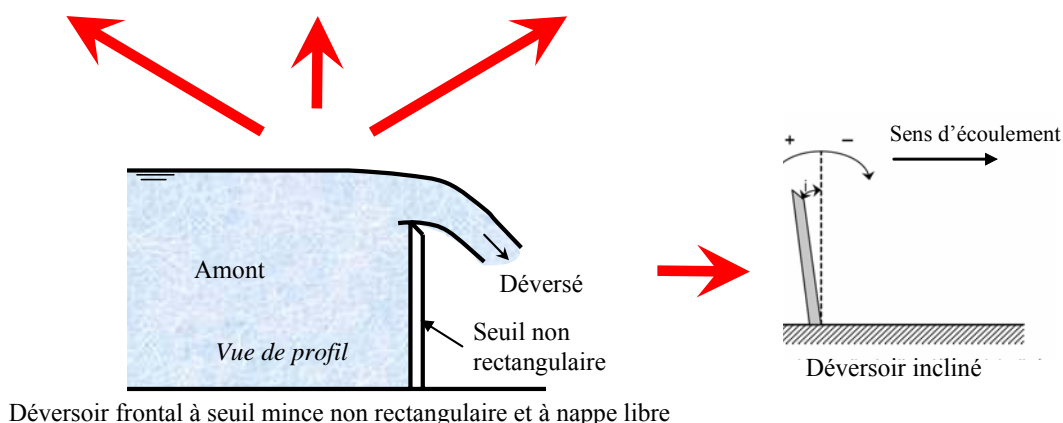
Déversoir trapézoïdal

**FICHE N°17**



Déversoir circulaire

**FICHE N°18**



**FICHE N°14**



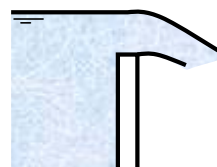
Déversoir de forme quelconque

**FICHE N°19**



Déversoir oblique

**FICHE N°19**



Déversoir à poutrelles

**FICHE N°19**

**Figure 45 : différentes formes de seuil**



Lorsque le déversoir est constitué de plusieurs seuils situés à des hauteurs différentes, on peut le considérer comme l'association de plusieurs déversoirs à seuil rectangulaire installés en parallèle (pour connaître le débit, on se rapporte alors à la **FICHE N°14**, traitant du débit déversé par un DO à seuil rectangulaire).

Le traitement des seuils non horizontaux mais inclinés latéralement se fait en décomposant ces seuils en un grand nombre de seuils rectangulaires en parallèle.

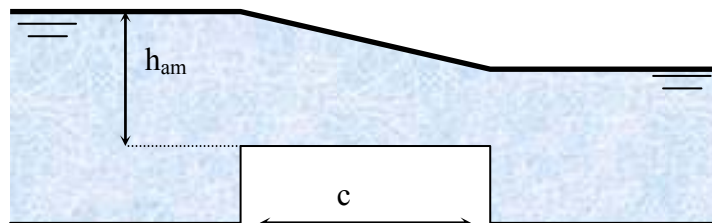
### 1.2.3. Déversoirs à seuil épais

Selon les différents auteurs, les déversoirs sont dits à seuil épais si la hauteur d'eau au dessus du seuil à l'amont  $h_{am}$  est inférieure à 2 ou 1,5 fois l'épaisseur du seuil ( $c$ ).

Les valeurs caractérisant l'épaisseur du seuil généralement proposées sont :

- si  $h_{am} > 2c$  : seuil mince,
- si  $h_{am} < 1,5c$  : seuil épais,
- $1,5c < h_{am} < 2c$  : zone dans laquelle on ne peut pas généraliser les formules,

Si le seuil est vraiment très long, alors il devra être considéré comme étant un tronçon à part entière.



**FICHE N°20**

**Figure 46 : Seuil épais**

Un seuil normal [**FICHE N°21**] (appelé aussi Neyrpic) est un seuil épais au parement duquel ne se produisent ni surpressions ni dépressions, pour une charge déterminée. Sa forme doit donc s'adapter à la face intérieure d'une nappe qui s'écoule librement dans l'atmosphère, au dessus d'une mince paroi. Son profil est reconnaissable à sa forme courbe.

### 1.2.4. Autres conditions de nappes

#### a. Nappe non libre

Lorsque la charge à l'amont diminue, les filets liquides ont tendance à se coller sur la paroi du seuil. Dans ce cas, une dépression se crée sous la nappe, le coefficient de débit s'accroît et l'écoulement est instable.

#### b. Nappe noyée

Un déversoir est dit noyé quand le niveau amont est influencé par le niveau aval.

Pour connaître le débit déversé des différents ouvrages dans ce régime hydraulique, on pourra se reporter à la **FICHE N°22**.

### 1.3. Déversoirs latéraux à seuil bas

#### 1.3.1. Déversoir latéral à seuil unique rectiligne

**[FICHES N°24 à 30]**

Dans ce type d'ouvrage, il devient nécessaire de tenir compte de la variation de la ligne d'eau sur le seuil du fait des changements de régime et de la présence d'un ressaut hydraulique possible.

Une modélisation de ce type d'ouvrage est proposée par la résolution de deux équations. La résolution de ces deux équations différentielles varie selon le régime d'écoulement. Les différents types d'écoulement sont présentés au Tableau 8.

#### 1.3.2. Déversoir latéral à seuils doubles rectilignes

**[FICHE N°31]**

La modélisation hydraulique des déversoirs latéraux à seuils doubles se fait sur le même principe de calcul que le déversoir simple à crête rectiligne avec quelques particularités.

#### 1.3.3. Déversoir latéral à seuils autres que rectilignes

La modélisation hydraulique des autres types de déversoirs latéraux peut se faire, sur le même principe de calcul que le déversoir simple à crête rectiligne, mais avec certaines modifications de la ligne d'eau. Ces modélisations, bien que possibles, sont complexes et nécessitent une étude spécifique, qui n'est pas réalisable pour tous les cas. La recherche actuelle a cependant bien avancé dans la modélisation 1D et 3D des ouvrages complexes, comme nous le verrons dans les parties qui vont suivre.

### 1.4. Déversoirs latéraux à seuil haut

**[FICHE N°32]**

La modélisation de ce type de déversoir est très proche de celle proposée par les déversoirs à crête basse. Effet, le calcul de la ligne d'eau se fait avec les méthodes de calcul précédentes. La prise en compte de l'entonnement et de la conduite en charge se fait en utilisant les équations classiques de l'hydraulique en charge.

### 1.5. Autres déversoirs

#### 1.5.1. Orifices

Les formules de débit sont données dans la **FICHE N°33**, et ont été déterminées pour des liquides considérés au repos dans tout le réservoir, sauf à une distance très faible de l'orifice.

#### 1.5.2. Leaping weir

La fiche **FICHE N°23** permet de calculer les déversoirs de type Leaping Weir.

#### 1.5.3. Siphons déversants

La fiche **FICHE N°34** permet de calculer les siphons.

## 2. Modélisation 1D

### 2.1. Approche à énergie constante

Une approche plus physique initiée par Ackers en 1957 basée sur un raisonnement à énergie constante [**FICHE N°25**] a permis de progresser dans la connaissance du comportement hydraulique du déversoir.

En particulier, cette approche a permis de s'intéresser non seulement à l'évaluation du débit déversé mais également à la forme de la ligne d'eau sur la crête du déversoir. Cette approche se base sur des équations « phénoménologiques » avec une hypothèse importante qui est celle d'une énergie constante le long du seuil.

En fait, l'énergie varie très lentement car ses variations sont dues essentiellement aux pertes de charge linéaires, sauf dans le cas d'un ressaut hydraulique où la dissipation d'énergie devient importante. Hager (voir fiche 30) propose une formule pour le débit déversé qui est basée sur la formule de Poléni mais corrigée, qui permet de prendre en compte l'effet de la vitesse latérale et celui de l'entonnement dans le cas d'un seuil oblique [**FICHE N°30**].

Tous les calculs sont menés pour aboutir à une solution qui puisse être appliquée facilement. On dispose de formules pour le dimensionnement et le diagnostic des déversoirs latéraux à crête haute et basse, pour des conduites rectangulaires et circulaires. L'ensemble des résultats a été mis sous forme d'abaques faisant intervenir les variables adimensionnelles.

Ils ont été vérifiés expérimentalement et l'erreur commise reste acceptable. Elle est d'environ 5 % si on excepte la formation de ressaut, les calculs sont en bonne concordance avec les modèles réduits. *Dans le cas de l'apparition, dans l'ouvrage, d'un ressaut hydraulique, lieu de dissipation d'énergie, l'approche à énergie constante ne peut plus être appliquée.*

### 2.2. Raisonnement basé sur l'équation de la quantité de mouvement

El Khashab et Smith [El Khashab-1976] ont proposé un modèle basé sur l'équation de la quantité de mouvement. On considère que l'écoulement est unidirectionnel selon l'axe principal de l'écoulement ; on suppose, de plus, que dans une section droite la répartition des pressions est hydrostatique et que la vitesse est uniforme.

Ce modèle permet de déterminer les lignes d'eau [**FICHE N°28**] apparaissant dans le déversoir dans le cas permanent et sans ressaut dans le déversoir. Dans le cas où un ressaut apparaît dans le déversoir, il faut rajouter les équations de Rankine-Hugoniot au système d'équations précédent afin de connaître la ligne d'eau [Carleton, 1985].

La connaissance préalable des conditions aux limites est nécessaire pour obtenir la convergence du calcul. Tous les cas possibles de ligne d'eau doivent être répertoriés. Le calcul se fait en émettant plusieurs hypothèses de départ (régime d'écoulement : fluvial, torrentiel) concernant le comportement hydraulique du déversoir (Tableau 8). Après calcul, on vérifie la validité de ces hypothèses. La difficulté réside dans le choix des hypothèses de départ. En effet, certaines d'entre elles ne sont pas acceptables et peuvent faire diverger le calcul rapidement.

### 3. Exemple de modélisation 1D : Logiciel CALDO

#### [FICHE n°36]

Ce logiciel a été réalisé dans le cadre de la présente étude.

L'objectif de ce logiciel est le calcul du fonctionnement et le diagnostic hydraulique des déversoirs d'orage dits à seuils latéraux. En introduisant les caractéristiques géométriques de l'ouvrage (hauteur de crête, longueur,...) ainsi que les caractéristiques des conduites amont et aval, le logiciel est capable de fournir le débit déversé en fonction du débit amont, ainsi que la ligne d'eau le long de la crête déversante.

Ce code de calcul prend en compte le fonctionnement hydraulique du déversoir dans son environnement. En effet, les pentes amont et aval jouent un rôle déterminant dans le fonctionnement de l'ouvrage. L'une des particularités hydrauliques dans un déversoir est que le ressaut hydraulique est très fréquent. Pour cela, on utilise une technique de calcul appropriée à ce phénomène.

Les déversoirs pouvant être modélisés correspondent à la classe des déversoirs latéraux (Figure 47).

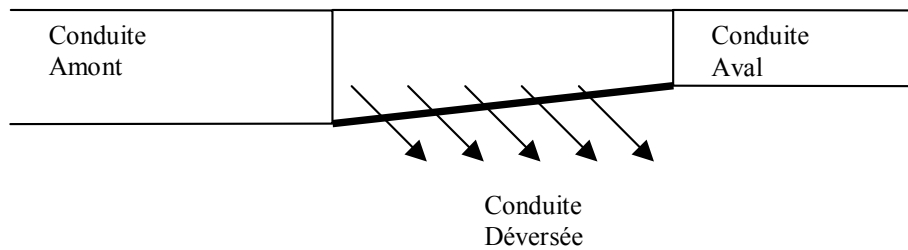


Figure 47 : Déversoir latéral

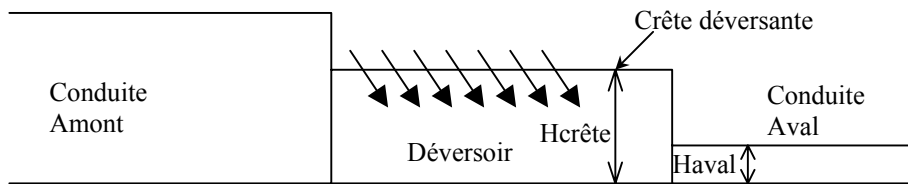
Cet outil se distingue notamment par :

- la possibilité de reproduire par le calcul des changements de régimes hydrauliques et donc du ressaut hydraulique, qu'ils se produisent dans les conduites ou dans le déversoir.
- la possibilité de prendre en compte l'entonnement (Figure 48), c'est-à-dire la diminution de la section le long du déversoir. Cette contraction est caractérisée par l'angle d'inclinaison de la crête par rapport à la conduite amont.



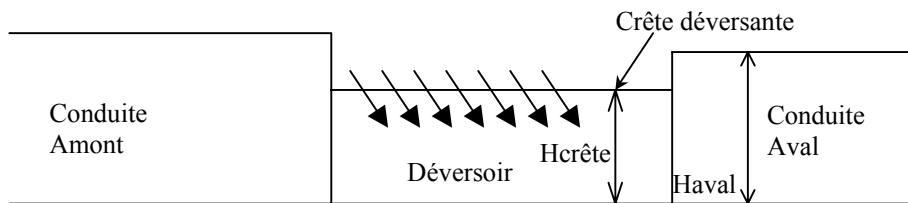
Figure 48 : Entonnement dans un déversoir

- la possibilité de traiter les ouvrages à seuil haut ou bas
  - En cas de crête haute (Figure 49) :  $H_{crête} > H_{aval}$  et donc la conduite aval est généralement en charge lors d'un déversement



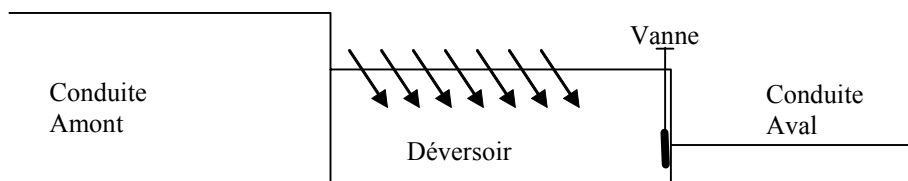
**Figure 49 : Déversoir à crête haute**

- En cas de crête basse (Figure 50) :  $H_{crête} < H_{aval}$  et donc la conduite aval est généralement à surface libre lors d'un déversement.



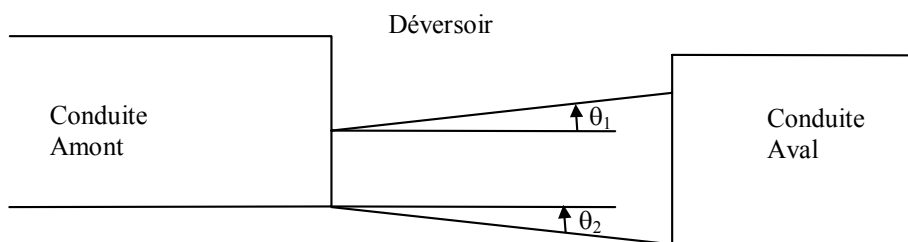
**Figure 50 : Déversoir à crête basse**

- la prise en compte des mises en charge des conduites amont et aval est modélisée.
- la prise en compte d'une vanne à l'aval de la crête (Figure 51). Celle-ci peut être choisie dans le logiciel.



**Figure 51 : Vanne à l'aval d'un DO**

- la prise en compte de l'inclinaison de la crête et du radier par rapport à l'horizontal (Figure 52).



**Figure 52 : Inclinaison de la crête et du radier d'un DO**

- la prise en compte d'une ou de deux crêtes déversantes (Figure 53 et Figure 54).

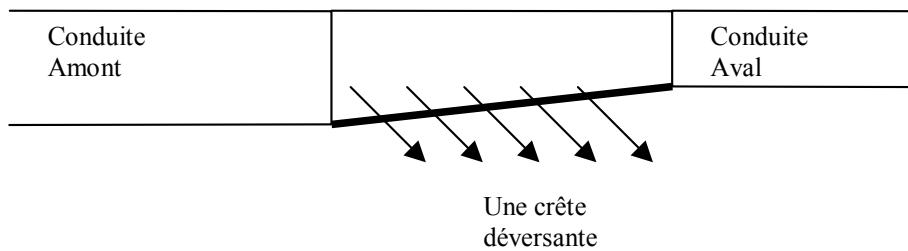


Figure 53 : Une crête déversante

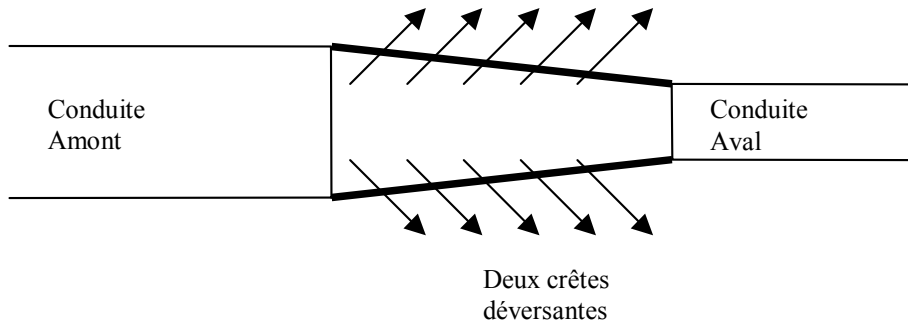


Figure 54 : Deux crêtes déversantes

#### 4. Modélisation 3D

Plusieurs études ont été menées au laboratoire Systèmes Hydrauliques Urbains de l'ENGEES [LIPEME, 2004] dans l'objectif de simuler le comportement hydrodynamique des déversoirs d'orage. Pour cela, il a été utilisé un logiciel de calcul 3D basé sur les équations de Reynolds avec utilisation d'un modèle de turbulence. [FICHE n°37]

L'intérêt d'une telle approche réside dans la volonté d'étudier le comportement d'ouvrages complexes dont le fonctionnement ne peut plus être décrit par une approche 1D. Par exemple, l'ouvrage suivant (Figure 55) présente un caractère hydrodynamique clairement tridimensionnel.

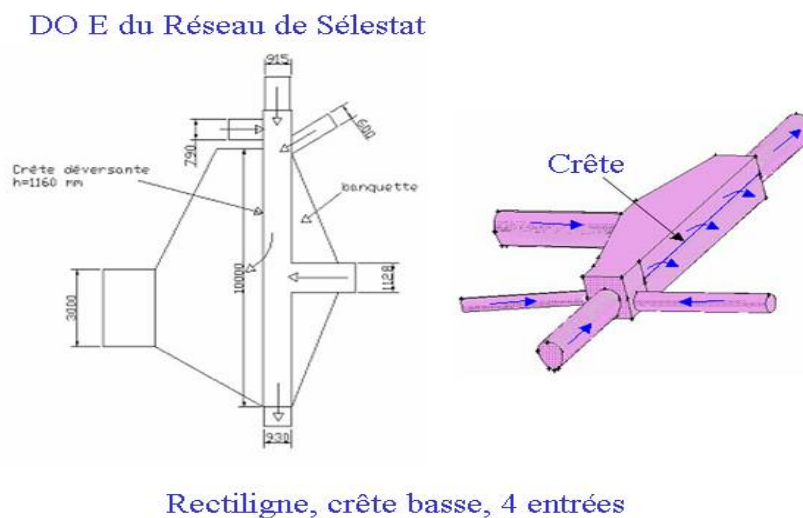
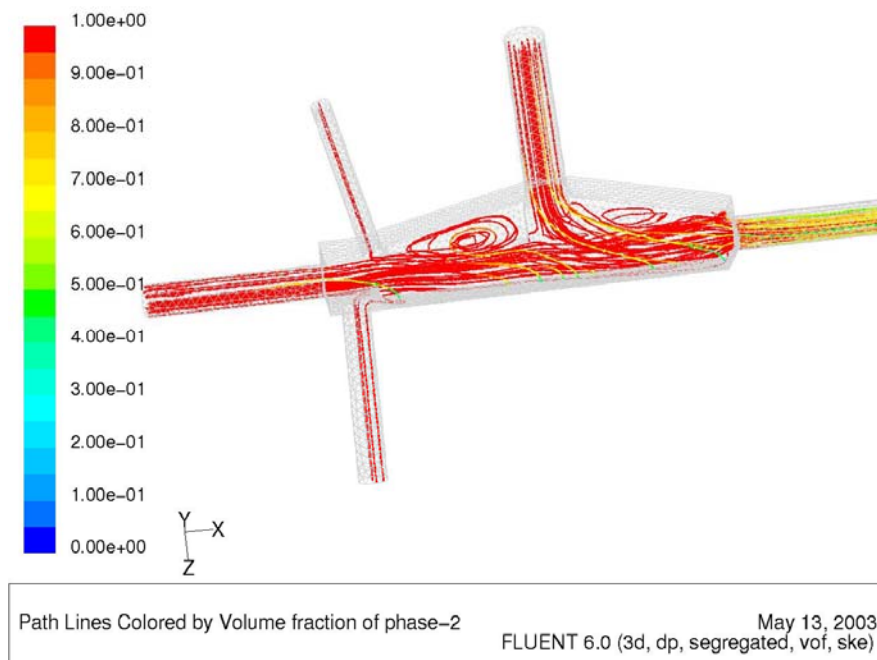


Figure 55 : Déversoir E de Sélestat

Les logiciels CFD (Computational Fluid Dynamics) sont destinés à faire une analyse numérique des écoulements de fluides, des transferts de chaleur et des phénomènes qui leur sont liés. Le logiciel travaille de la façon suivante : le domaine de calcul est divisé en un grand nombre de cellules (ou volumes de contrôle) ; dans chacune de ces cellules, les équations aux dérivées partielles décrivant l'écoulement (les équations de Navier Stokes) sont réécrites sous une forme algébrique conservatrice, mettant en relation la pression, la vitesse, la température et d'autres variables telles que la concentration des composants avec les valeurs des cellules voisines. Ces équations sont alors résolues numériquement, donnant une image complète du fluide sur la grille de résolution (Figure 56).



**Figure 56 : Exemple de ligne de courant dans un déversoir**

## 5. Conclusions

Nous avons vu qu'il existe essentiellement trois approches pour modéliser le fonctionnement d'un déversoir d'orage : l'approche empirique, l'approche à énergie constante et l'approche par l'équation de la quantité de mouvement.

Initialement, les débits déversés par l'intermédiaire de ces ouvrages ont été évalués à travers l'utilisation de relations empiriques. Ces équations sont toutes bâties à partir de résultats expérimentaux. Elles permettent le calcul du débit déversé en fonction des valeurs de hauteur d'eau à l'amont et/ou à l'aval du déversoir. Ces relations ne sont applicables que pour certains types d'écoulements et uniquement pour certaines géométries de déversoirs.

Puis, une approche plus physique basée sur un raisonnement à énergie constante a permis de progresser dans la connaissance du comportement hydraulique du déversoir. En particulier, cette approche a permis de s'intéresser non seulement à l'évaluation du débit déversé mais également à la forme de la ligne d'eau sur la crête du déversoir. Malheureusement, cette méthode tombe en défaut dans certains cas car les équations s'avèrent inadaptées. Lors de l'apparition, dans l'ouvrage, d'un ressaut hydraulique, lieu de dissipation d'énergie, cette technique de calcul n'est plus utilisable. En dépit de ces constatations, l'approche énergétique a continué d'être utilisée, avec plusieurs procédures complexes faisant varier le coefficient de

débit pour faire correspondre les résultats expérimentaux avec la résolution des équations théoriques.

Pour finir, on utilise actuellement une méthode basée sur l'équation de la **quantité de mouvement** qui permet d'établir les équations de Barré de Saint-Venant. Cette approche semble la plus adaptée au cas du déversoir et les problèmes rencontrés pour le raisonnement à énergie constante n'apparaissent plus avec cette démarche. La résolution numérique de ces équations est toujours basée sur un algorithme qui décrit tous les cas possibles en fonction des régimes d'écoulement et des conditions hydrauliques dans le déversoir. Il est donc nécessaire de connaître ou d'émettre une hypothèse sur le régime d'écoulement avant calcul. Or, l'ouvrage perturbe l'écoulement en raison de la variabilité du débit. Ainsi, faire l'hypothèse que le régime d'écoulement sera toujours le même à l'amont ou à l'aval du déversoir peut s'avérer hasardeux.

Afin de combler les lacunes des différentes modélisations, on a mis au point un outil (CalDO) de diagnostic et de dimensionnement des déversoirs permettant :

- d'intégrer les caractéristiques géométriques de l'ouvrage,
- de s'affranchir de la connaissance préalable des conditions hydrauliques de l'écoulement,
- de prendre en compte les discontinuités hydrauliques (ressaut, mise en charge),
- de prendre en compte le caractère transitoire de l'écoulement.

Cette résolution est basée sur le système d'équations de Barré de Saint-Venant pris sous forme conservative [BUYER, 2002]. L'algorithme de résolution met en œuvre un schéma numérique aux volumes finis explicite de type TVD (Total Variation Diminishing) capable de prendre en compte et de localiser correctement les discontinuités en régime transitoire. Les résultats obtenus grâce au modèle numérique sont finalement comparés à des valeurs expérimentales relevées sur le banc d'essais physiques d'Obernai.

Nous avons vu dans le chapitre précédent que, dans certains cas, l'approche 3D reste, dans le domaine de la modélisation, le seul moyen de pouvoir déterminer le fonctionnement des déversoirs d'orage. Néanmoins la complexité des outils utilisés (FLUENT, CFX) est un frein à leur utilisation.



## **Chapitre 3 : Evaluation du fonctionnement des do par la mesure**

### **1. Pourquoi mesurer ?**

L'instrumentation est à la base de la surveillance des systèmes d'assainissement et se trouve à l'interface entre le milieu naturel et les moyens mis en œuvre pour en assurer sa protection. Ainsi, comme nous l'avons vu précédemment, l'arrêté du 22 décembre 1994 relatif à la surveillance des ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées impose un suivi des rejets des déversoirs d'orage. Une meilleure connaissance des rejets permet d'établir une relation entre les apports et la qualité du milieu. De plus, c'est par elle qu'il est possible d'optimiser et de fiabiliser le fonctionnement des ouvrages en améliorant leur gestion et leur entretien.

A travers la réglementation, on comprend bien l'obligation de mettre en place des systèmes de mesure ou d'estimation des débits et de la charge polluante déversés.

Le coût des équipements peut se révéler être un frein important au développement de cette surveillance.

Nous allons donc voir dans les chapitres qui suivent ce qu'il convient de mesurer pour répondre aux exigences de la réglementation, les méthodes employées pour y parvenir, et quelques éléments de coût qui donneront une idée des frais occasionnés par la mise en place de la surveillance des systèmes d'assainissement.

La réglementation distingue donc trois types de cas pouvant se présenter pour établir une démarche d'autosurveillance qui impliquent des moyens différents :

- Si la charge brute de pollution organique qui transite au droit du DO par temps sec est supérieure à 600 kg/j de DBO<sub>5</sub>, alors la mesure du débit déversé est obligatoire, et une estimation de la pollution rejetée au milieu naturel l'est également.

Dans ce cas, on réalise une mesure en continu du débit déversé. L'estimation de la charge polluante se fera par prélèvement ou mesure de calibration sur une période limitée.

- Si la charge brute de pollution organique par temps sec est comprise entre 120 et 600 kg par jour, alors une estimation du débit déversé et des périodes de déversement sont obligatoires. Aucune obligation de quelconque nature n'est liée à la pollution. Les périodes de déversement pourront être déterminées à l'aide de l'horodatage des mesures de débit ou de détecteurs de surverse, le débit par une mesure en continu ou diverses méthodes d'estimation (modélisation).
- Sur décision du préfet et au vu de l'étude diagnostique, les deux dispositions précédentes peuvent être remplacées par un suivi des DO qui représentent au moins 70% des rejets du système de collecte au milieu récepteur. Dans ce cas, aucune indication n'est fournie quant à la quantification des rejets (mesures en volume, en charge de MES, en charge DCO).

Pour réaliser ce suivi, une campagne de mesure lourde est donc nécessaire, accompagnée de modélisation afin de mieux comprendre le fonctionnement de l'ouvrage.

Il convient de préciser que pour une charge brute de pollution organique par temps sec inférieure à 120 kg/j de DBO<sub>5</sub>, aucune quantification ou estimation n'est obligatoire, ni pour

les débits déversés, ni pour la charge polluante. De plus, une installation de mesure d'autosurveillance n'est jamais en place définitivement car le réseau est toujours susceptible d'évoluer : un DO peut voir ses conditions d'autosurveillance changées par l'augmentation des apports amont.

## 2. Où et quand mesurer ?

### 2.1. Où ?

Généralement, l'emplacement de la mesure dépend de l'objectif qui lui est assigné : points clés d'un réseau pour caler un modèle, entrée et sortie du déversoir pour l'autosurveillance, zone où certains problèmes ont été détectés...

On ne peut pas toujours s'en tenir à l'emplacement logique pour réaliser les mesures dans de bonnes conditions du fait de l'accessibilité limitée du milieu. Il convient cependant d'éviter au maximum les endroits qui risqueraient de perturber les mesures, comme les zones de remous (liées à un poste de relèvement ou de refoulement, un siphon, etc.), les zones de dépôt ou encore celles où l'influence aval est trop importante (chute importante de la vitesse passant sous le seuil de détection des capteurs).

L'instrumentation doit également intégrer des critères économiques, d'une part sur l'investissement, et d'autre part sur la maintenance, le renouvellement des équipements et la gestion des données acquises.

Dans le but d'évaluer le débit déversé, l'instrumentation d'un déversoir d'orage peut être réalisée suivant le principe de (Figure 57) :

- la mesure du débit dans le canal de décharge,
- la mesure du débit à l'amont et à l'aval du déversoir,
- la mesure de la lame déversante sur le déversoir.

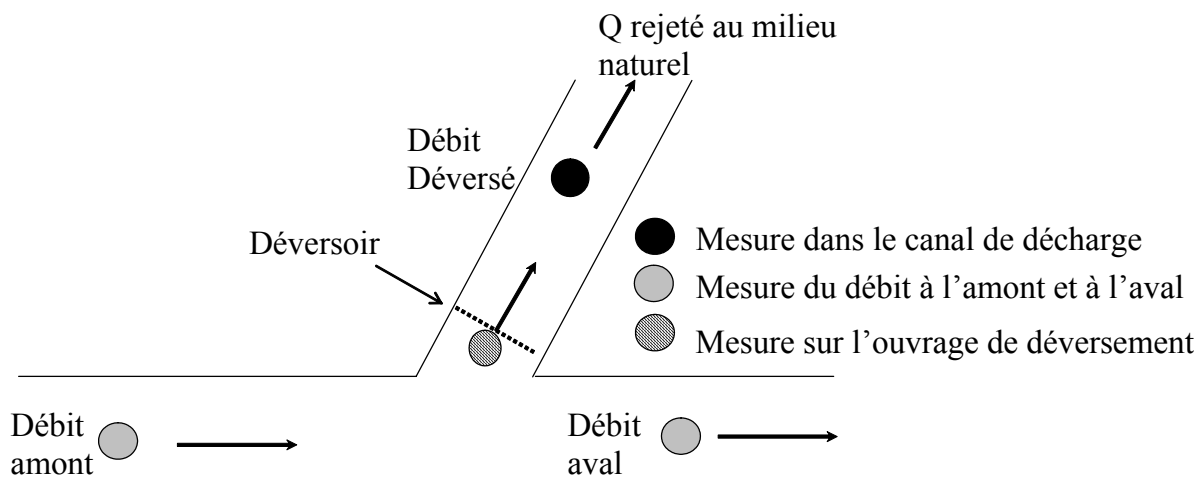


Figure 57 : Détermination du volume déversé : emplacements et méthodes de la mesure

### 2.1.1. Mesure du débit dans le canal de décharge

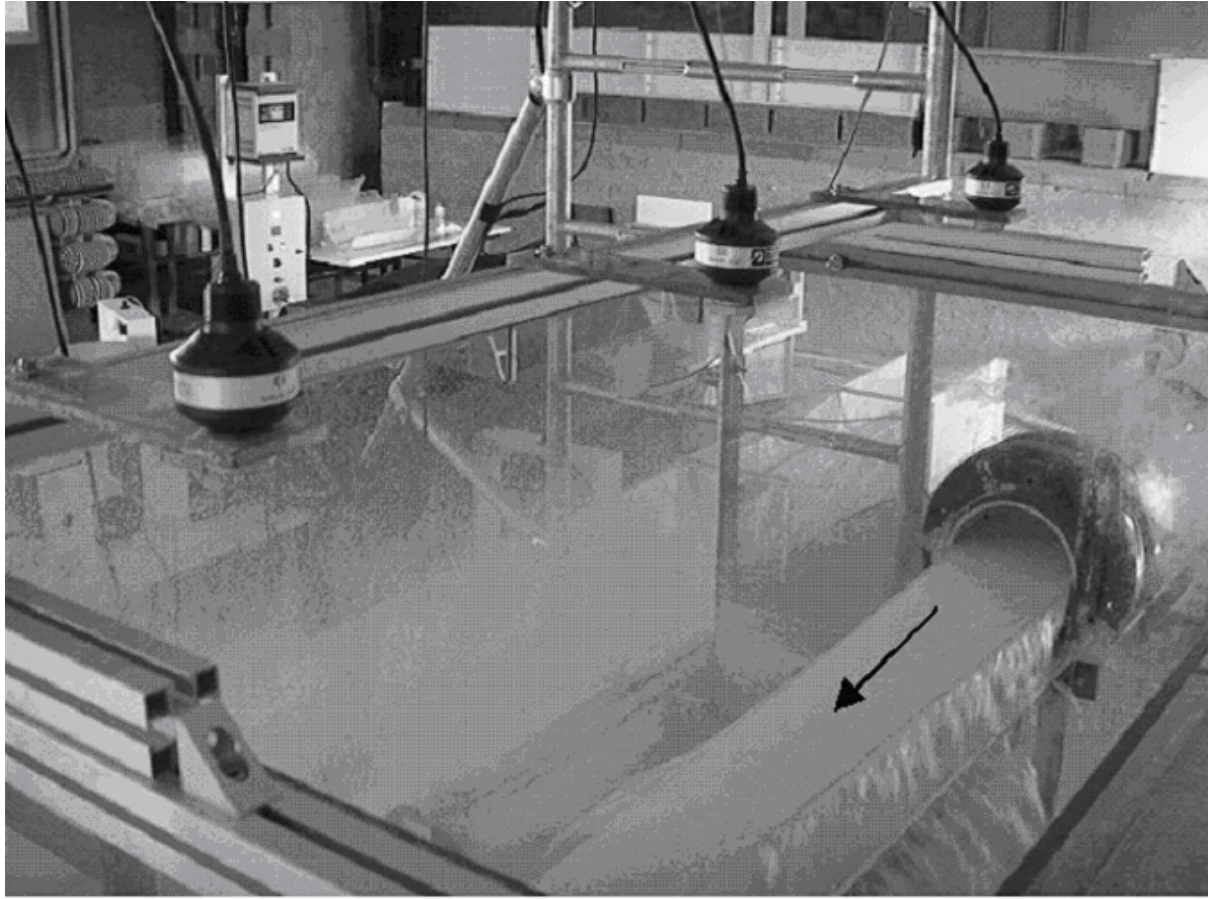
Cette approche permet de limiter les points de mesure à installer. Dans certains cas, on peut regrouper les rejets de plusieurs déversoirs. Du point de vue de l'exploitation, le système est accessible par temps sec, mais ne fournit pas de mesure pendant cette période. La mesure peut être réalisée soit par une simple relation hauteur débit de type Manning Strickler si le régime d'écoulement est uniforme, soit par une mesure de hauteur d'eau et de vitesse s'il y a risque d'influence aval. La mise en place d'un capteur de vitesse nécessite une conduite de décharge suffisamment longue pour garantir un écoulement canalisé. De plus, le risque d'influence aval du milieu récepteur n'est pas négligeable. La conséquence directe est une chute des vitesses et surtout une stagnation de l'eau qui limite l'efficacité des capteurs à effet doppler compte tenu de leur gamme de vitesse.

### 2.1.2. Mesure du débit à l'amont et à l'aval du déversoir

Cette méthode consiste à mesurer le débit à l'amont et à l'aval du déversoir. Le débit déversé est alors obtenu par différence. La méthode est applicable à tous les types de déversoirs, et en particulier à ceux dont les caractéristiques géométriques sont telles qu'une loi hydraulique n'est pas connue ou peu fiable. Par temps sec, un doublement de la mesure permet une vérification du fonctionnement du dispositif d'instrumentation. Cependant, cette méthode présente l'inconvénient de doubler les frais d'équipement et d'augmenter l'incertitude sur la mesure du volume déversé. Dans le cas où le déversoir présente plusieurs entrées et sorties, ce type d'instrumentation n'est plus pertinent. En raison des incertitudes cumulées, ce type de mesure ne permet pas de quantifier les faibles déversements. D'autre part, les frais qu'engendrent ces mesures de débit à l'aval et à l'amont ne se traduisent pas uniquement par une augmentation des coûts d'équipement mais également par une augmentation des temps de traitement et de validation des données (même par temps sec).

### 2.1.3. Mesure de la lame déversante sur le déversoir

Le principe de cette méthode est de mesurer la hauteur de la lame déversante et de calculer le débit déversé par l'intermédiaire d'une loi de type « seuil ». La Figure 58 montre le dispositif de mesure qui a été testé en laboratoire. Les sondes à ultrasons aériennes sont placées au dessus du temps sec dans le déversoir. L'intérêt est double : pouvoir suivre les mesures fournies par les capteurs en permanence et s'éloigner de la crête déversante pour ne pas être dans la zone de déversement, lieu où la courbure de la surface libre est importante.



**Figure 58 : Dispositif expérimental sur pilote**

Sur l'ensemble des déversoirs latéraux testés sur le pilote d'Obernai, on a pu observer les différentes formes de la ligne d'eau en fonction du débit et des configurations de pentes [M. Buyer, 2001]. En régime fluvial, la ligne d'eau varie principalement au début ou à la fin de la crête. Le tirant d'eau est souvent constant au milieu du déversoir. En régime torrentiel, la ligne d'eau varie principalement au début de la crête. En régime transcritique, lorsqu'un ressaut apparaît, le tirant d'eau est fortement perturbé. Le ressaut peut avoir lieu dans la conduite amont, aval ou à l'intérieur du déversoir. Il apparaît donc qu'un seul ultrason ne soit possible que dans le cas où l'écoulement est entièrement fluvial ou torrentiel.

La Figure 59 montre l'apparition d'un ressaut dans un déversoir. On constate que l'ultrason 2 ne fournit pas la même information en terme de tirant d'eau en fonction de la position du ressaut (cas 1 et 2), alors que l'ultrason 1 n'est pas perturbé. Si on avait fait le choix initial de prendre un seul ultrason et de le placer en position 1, on n'aurait pas pu déterminer la loi de déversement puisque celle-ci dépend fortement de la position du ressaut.

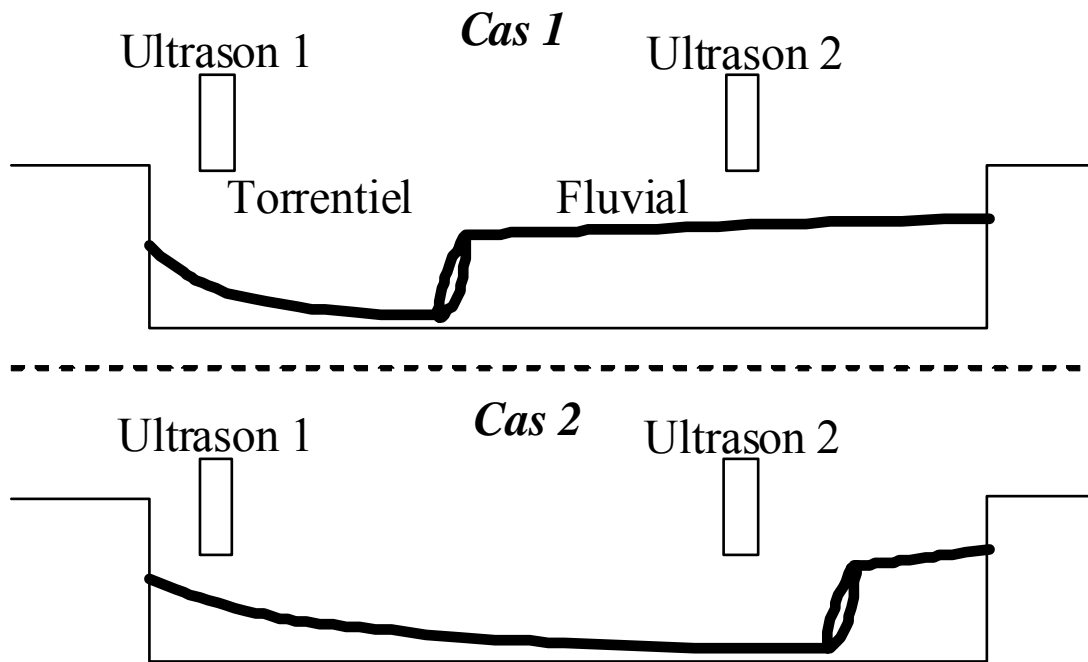


Figure 59 : Position d'un ressaut hydraulique dans un déversoir

La localisation d'un ressaut hydraulique se fait essentiellement en fonction du débit et des conditions aux limites dans le déversoir. Dans le cas des déversoirs courts (Longueur/diamètre aval < 3), la position du ressaut hydraulique varie peu ; deux ultrasons sont alors suffisants. Si le déversoir est long, il est préférable de placer un troisième ultrason supplémentaire au milieu pour permettre plus facilement la localisation du ressaut.

L'avantage d'avoir plusieurs capteurs permet également de pouvoir corrélérer les mesures entre elles et ainsi de permettre une vérification de l'état du fonctionnement de l'instrumentation.

L'objectif de ce type d'instrumentation est d'évaluer, à partir de la loi de l'ouvrage, le débit déversé par la mesure de plusieurs hauteurs d'eau. La loi de déversement de type « seuil » que l'on a choisie est du type :

$$Q_{\text{déversé}} = a_1 h_1^{b_1} + a_2 h_2^{b_2} + a_3 h_3^{b_3}$$

avec  $a_1, a_2, a_3, b_1, b_2, b_3$  des coefficients à caler dans chaque configuration de déversoirs.

Le but de ce paragraphe est de décrire brièvement les outils actuellement disponibles permettant de déterminer la loi de déversement. La simulation des déversoirs peut être réalisée à partir de modèles unidimensionnel (1D) ou tridimensionnel (3D).

## 2.2. Quand ?

Certaines mesures doivent être effectuées de manière continue, comme c'est le cas pour la pluviométrie ou les débits déversés, que ce soit par temps sec ou par temps de pluie. En revanche, la mesure de la pollution, lorsqu'elle est réalisée, s'effectue de façon ponctuelle.

Par temps sec, les vitesses d'écoulement sont plus lentes que par temps de pluie et les risques de dépôts dans le collecteur plus grands. Ces dépôts constituent alors un stock de matières polluantes, pouvant être remis en suspension lors de temps de pluie.

La mesure par temps sec est nécessaire pour le calage, la validation et l'évaluation de logiciels de modélisation débit/pollution.

### **3. Que mesurer ?**

#### **3.1. La pluviométrie**

Cette mesure n'est pas liée de façon directe aux surverses des déversoirs d'orage mais, dans le but de comparer des mesures entre elles et en cas de modélisation il est bon d'avoir une idée précise de la pluviométrie durant la campagne de mesure de l'ouvrage.

Sur des intervalles de temps courts (de l'ordre de la minute), il est possible de connaître la hauteur d'eau précipitée (l'intensité moyenne sur chaque pas de temps).

#### **3.2. Les débits / volumes**

Comme l'exige la réglementation, les débits déversés au milieu naturel par un déversoir d'orage doivent au minimum être estimés et au mieux faire l'objet de mesure en continu.

La mesure du débit ne se fait pas de manière directe mais diverses méthodes permettent de l'évaluer. Les mesures de débit sont d'une très grande importance et leur précision conditionne celle de la surveillance. Elles permettent d'effectuer des bilans, d'estimer des charges de pollution par le biais de concentration, de dimensionner des ouvrages ou d'en prévoir l'extension (notion de débit maximum ou de débit de pointe).

La connaissance des débits implique alors la connaissance d'autres facteurs comme la hauteur d'eau, la vitesse de l'eau ou le couple hauteur/vitesse.

#### **3.3. La pollution**

Pour les déversoirs, seule est demandée, au plus, une estimation de la charge polluante. Mais il existe diverses méthodes qui permettent de se faire une idée plus ou moins précise du degré de pollution. Les matières contenues dans l'effluent peuvent être décrites par des paramètres significatifs comme la turbidité, le pH, la conductivité. Il peut être très intéressant de relever également la concentration en matière en suspension (MES) représentative de la pollution particulaire, et la demande chimique en oxygène (DCO), la demande biochimique en oxygène à cinq jours (DBO5), l'ion ammonium (NH<sub>4</sub>), l'azote Kjeldhal, le phosphore total, le cadmium...

#### **3.4. Les périodes de déversement**

La réglementation impose, pour certains ouvrages, d'estimer les périodes de déversement, c'est-à-dire la durée et le positionnement dans le temps des surverses.

#### **3.5. Gestion des instruments de mesure**

La mise en place de capteurs impose d'appliquer une démarche métrologie basée sur le suivi de la vie du capteur et la réalisation de vérifications périodiques. Ces vérifications permettent de comparer les valeurs indiquées par les capteurs avec les valeurs simulées grâce à des étalons afin de prévenir toute dérive de la mesure. Il est ainsi possible de garantir une incertitude de mesure qui en assainissement est généralement de l'ordre de 2 à 3cm sur les mesures de hauteur d'eau.

### **4. Gestion des données**

La gestion des données recouvre plusieurs étapes importantes : acquisition et stockage, sauvegarde, analyse, validation, puis exploitation des résultats.

#### 4.1. Stockage des données

Le stockage des données mesurées doit être effectué au fur et à mesure de leur acquisition, sous forme de fichiers informatiques pour tableur (comme Excel, Lotus, Quattro Pro...) ou base de données (Access, DBase...). Le stockage est quasi immédiat pour les valeurs enregistrées dans une centrale d'acquisition de données, grâce à une opération de transfert ou d'importation/exportation des fichiers. Il faut donc impérativement travailler avec du matériel permettant les échanges avec les tableurs ou bases de données du commerce. Les fichiers informatiques présentent un triple avantage sur les bulletins papiers "classiques" : on ne perd plus de temps à recopier les séries de résultats, on évite ainsi les erreurs de copie, on exploite beaucoup plus rapidement les données.

Dans tous les cas, il est préférable de stocker les valeurs de chaque grandeur en fonction du temps. Le temps est mis sous forme standard "jj/mm/aaaa hh/mm/ss" ou bien "aaaa/mm/jj hh/mm/ss". Il faut également penser à réajuster les horloges internes des matériels lors de chaque visite.

#### 4.2. Sauvegarde des données

Les fichiers informatiques apportent vraiment un confort indéniable pour l'exploitation des résultats, mais ils sont fragiles. Il est donc indispensable de réaliser des copies de sauvegarde en deux exemplaires. Ainsi, on doit sauvegarder les fichiers de données brutes, tels qu'ils sont fournis directement par les centrales d'acquisition ou saisis manuellement. Ces fichiers servent de référence en cas d'erreur ou de contestation. On sauvegarde également les fichiers de données critiquées et validées, qui servent à l'exploitation et à l'interprétation des résultats. Les fichiers intermédiaires, entre les fichiers bruts et les fichiers validés, peuvent être supprimés lorsque les fichiers validés sont définitivement établis.

Les copies de sauvegarde pourront être stockées sur disquettes, zip ou CD. Dans tous les cas, elles devront être datées (dates et heures) et identifiées (noms de l'utilisateur, du site, des fichiers...).

#### 4.3. Analyse et validation des données

Le résultat d'une mesure ne reflète pas toujours la réalité, et ceci pour diverses raisons :

- le capteur peut s'encrasser, se colmater.. et nécessite un entretien régulier,
- le capteur peut être influencé par d'autres phénomènes (température, pression atmosphérique..),
- la loi utilisée entre le signal de sortie et la grandeur mesurée peut être erronée (dérive, erreur de programmation, imprécision),
- l'horodatage peut ne pas être fiable,
- les interventions diverses sur le réseau peuvent conduire à des données inutilisables (curage, travaux...).

Il faut donc nécessairement réaliser une analyse critique des données, en séparant les mesures qui paraissent correctes de celles qui sont tout à fait aberrantes ou douteuses. Cependant, il est essentiel de garder une trace des opérations effectuées et de ne pas supprimer le fichier de données brutes. L'analyse critique doit être effectuée le plus rapidement possible après la récupération des données brutes. Elle requiert l'intervention d'un personnel qualifié, bien que des outils de traitement informatisé existent ou soient en cours de développement.

Les informations utilisées pour la critique des valeurs sont de natures variées :

- connaissances physiques générales sur le phénomène mesuré (gamme de valeurs possible, données aberrantes),
- observations d'événements susceptibles de dévier la mesure (encrassement, déplacement de capteur),
- résultats de mesures antérieures ou simultanées.

La phase de traitement des données est un travail exigeant en temps et en personnel compétent.

#### **4.4. Exploitation des données**

L'exploitation des données critiquées permet de réaliser l'ensemble des calculs et d'aider à la réalisation des objectifs fixés : connaissance des pluies, des débits, des volumes, de la charge polluante, d'aide au dimensionnement et à la gestion... Les mises en forme peuvent être très variables (tableaux, graphiques, analyses statistiques) et sont naturellement liées au site et aux objectifs. Il n'est donc pas possible d'indiquer des règles ou des techniques générales, mais on peut rappeler que la périodicité des bilans peut varier (bilan journalier, hebdomadaire, mensuel, annuel...). On pourra réaliser, par exemple, des courbes intensité de pluie/débit, de hauteur/vitesse/débit (pour exemples, voir l'étude sur sites réels de la Partie VIII).



# **PARTIE V - SYNTHÈSE ET CONCLUSIONS**

*On rappelle que l'objectif principal de cet ouvrage est de faire le point sur les outils permettant de comprendre et d'améliorer la connaissance du fonctionnement hydraulique des déversoirs d'orage.*

La première partie de cet ouvrage a montré l'utilisation de la courbe de fonctionnement pour caractériser le comportement hydraulique d'un déversoir dans le cas d'un diagnostic ou d'un dimensionnement. Nous avons vu également qu'un déversoir d'orage peut jouer le rôle de limiteur de débit, d'alimentation du bassin ou de trop plein, en fonction de sa position par rapport au bassin d'orage et surtout en fonction de la sollicitation (temps sec, temps de pluie faible et temps de pluie fort).

Nous avons choisi comme support d'application le contexte de l'autosurveillance. La deuxième partie a donc développé le cadre scientifique des rejets urbains de temps de pluie et surtout le cadre réglementaire de la loi sur l'eau.

La troisième partie a, dans un premier temps, synthétisé la démarche globale du projet. Il nous a semblé intéressant de montrer l'organigramme et les moyens mis en œuvre pour bâtir cet ouvrage. Dans un deuxième temps, nous avons expliqué l'utilisation de ce guide dans le contexte de l'autosurveillance.

La quatrième partie a pour objet la classification et l'évaluation du fonctionnement hydraulique des déversoirs.

Concernant la classification, il existe de nombreux types de déversoirs d'orage qui peuvent être "classés" en dégagant leurs principales caractéristiques géométriques et surtout hydrauliques. Il est donc possible, dans certains cas, d'anticiper le comportement hydraulique du déversoir sans pour autant le modéliser. En phase de dimensionnement, une classification se basant suivant le comportement hydraulique est intéressante puisque l'on peut prévoir le mode de fonctionnement et ensuite choisir le déversoir qui correspond. En phase de diagnostic, une classification suivant la géométrie permet de prévoir le mode de fonctionnement hydraulique en fonction des caractéristiques géométriques connues de l'ouvrage. Toutefois, les conditions aux limites hydrauliques restent déterminantes pour le fonctionnement du déversoir.

Concernant l'évaluation du fonctionnement hydraulique des déversoirs, il peut se faire par le calcul ou par la mesure :

- concernant le calcul des déversoirs latéraux, il existe essentiellement trois approches pour modéliser leur fonctionnement : l'approche empirique, l'approche à énergie constante et l'approche par l'équation de la quantité de mouvement. Afin de combler les lacunes des différentes modélisations, on a mis au point un outil (CalDO) de diagnostic et de dimensionnement des déversoirs permettant d'intégrer les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, de s'affranchir de la connaissance préalable des conditions hydrauliques de l'écoulement, de modéliser les discontinuités hydrauliques (ressaut, mise en charge) et de prendre en compte le caractère transitoire de l'écoulement. Pour le cas des déversoirs courbes, l'approche par la modélisation 3D reste le seul moyen de pouvoir déterminer le fonctionnement de ces ouvrages.
- concernant l'instrumentation, on recense essentiellement trois méthodes : l'instrumentation du canal de décharge, la mesure du débit à l'amont et à l'aval du déversoir et la mesure de la lame déversante sur le déversoir. Nous avons développé la troisième méthode, parce qu'elle simplifie, dans certains cas, l'instrumentation mais

surtout parce qu'elle utilise la modélisation des déversoirs pour positionner les capteurs et exploiter les données de mesures.

Afin de rendre plus opérationnel ce guide technique, la première annexe détaille l'étude réalisée sur le pilote d'Obernai. Dans cette partie, on a reproduit à une échelle réduite le comportement hydraulique des déversoirs d'orage pour en maîtriser l'environnement géométrique et hydraulique. Le but de cette phase est double : établir des lois de fonctionnement pour les déversoirs d'orage réalisés sur le banc d'essais et valider le code de calcul CalDO.

La deuxième annexe montre comment la démarche qui a été mise en place précédemment peut s'appliquer sur un site réel. L'ensemble de ces études témoigne de la volonté des collectivités et des gestionnaires de réseaux d'assainissement de contrôler leurs déversements aux exutoires pour répondre aux exigences de la législation. Pour parvenir à cet objectif, l'information fondamentale est la mesure des débits déversés qui conditionnent les flux et les masses de matières polluantes rejetés au milieu naturel. La connaissance de cette information passe avant tout par une bonne connaissance du réseau, de l'ouvrage et de son environnement.

# **GLOSSAIRE**

AEP : Alimentation en Eau Potable.

Biocénose : Ensemble des êtres vivants peuplant un milieu.

CDH : Comité Départemental d'Hygiène.

CLE : Commission Locale de l'Eau.

CBPO : Charge Brute de Pollution Organique, définie au sens du décret n°94-469 du 3 juin 1994, "Poids d'oxygène correspondant à la demande biochimique en oxygène sur 5 jours (DBO5) calculé sur la base de la charge journalière moyenne de la semaine au cours de laquelle est produite la plus forte charge de substance polluante de l'année".

CSO : Combined Sewer Overflow = DO ou également effluent rejeté par le DO.

DBO<sub>5</sub> : Demande Biochimique en Oxygène sur 5 jours, les matières oxydables sont composées en partie de matières organiques. La DBO5 (mg/l) est la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction ou dégradation des matières organiques d'une eau, avec le concours des microorganismes qui s'y développent, pendant une durée de 5 jours, à une température constante de 20°C.

DCO : Demande Chimique en Oxygène ; quantité d'oxygène, exprimée en mg/l, qui est consommée par toutes les matières oxydables présentes dans l'eau.

Eaux résiduaires urbaines: (définies par l'art.2 de la directive européenne du 21 mai 1991), eaux ménagères usées ou mélange des eaux ménagères usées avec des eaux industrielles usées et/ou des eaux de ruissellement.

Eaux ménagères usées : (définies par l'art.2 de la directive européenne du 21 mai 1991), eaux usées provenant des établissements et services résidentiels et produites essentiellement par le métabolisme humain et les activités ménagères.

Equivalent Habitant (EH) : (défini par l'art.2 de la directive européenne du 21 mai 1991), charge organique biodégradable ayant une demande biochimique en oxygène en 5 jours (DBO5) de 60 grammes d'oxygène par jour.

Eutrophisation : (définie par l'art.2 de la directive européenne du 21 mai 1991), enrichissement de l'eau en éléments nutritifs, notamment des composés de l'azote et/ou du phosphore, provoquant un développement accéléré des algues et des végétaux d'espèces supérieures qui entraîne une perturbation indésirable de l'équilibre des organismes présents dans l'eau et une dégradation de la qualité de l'eau en question.

FNDAE : Fonds National pour le Développement des Adductions d'Eau.

HC : Hydrocarbures totaux.

HAP : Hydrocarbures Aromatiques Polycycliques, particulièrement toxiques et rémanents

MES : Matières En Suspension : Il s'agit d'un indicateur global, exprimé en milligrammes/litre (mg/l), de la teneur en solides d'une eau.

Micropolluants Métalliques :

Pb : Plomb ; Zn : Zinc ; Cd : Cadmium ; Cu : Cuivre. Ils peuvent se présenter sous différentes formes : ions, formes complexées, adsorbés sur des colloïdes ou des solides. On considère généralement que la fraction dissoute, plus labile (i.e. plus mobile et plus mobilisable), est potentiellement la plus toxique.

MVS : Matières Volatiles en Suspension, sont éliminées par calcination à 550°C des échantillons séchés de MES. La teneur de MVS dans les solides est censée représenter leur teneur en matière organique (par opposition avec leur fraction minérale).

NTK : Azote Kjeldhal, comporte l'azote présent sous les formes organiques et ammoniacales (ex: l'ammonium NH<sub>4</sub>), à l'exclusion des formes nitreuse et nitrique (NO<sub>2</sub> et NO<sub>3</sub>). Il comprend donc en plus de l'ammoniaque l'azote contenu dans les protéines, les polypeptides, les acides aminés et certains composés particuliers, l'urée par exemple.

P : Phosphore, qui, comme l'azote, est un nutriment : un excès de nutriments a tendance à déséquilibrer les milieux naturels ("la machine s'emballe", le milieu devient eutrophe). Parmi les différentes formes, particulières ou dissoutes, on distingue particulièrement les orthophosphates (PO<sub>4</sub>), qui sont la principale forme biodisponible.

PCB : PolyChloroBiphényles, micropolluants organiques de la famille des organochlorés (ex: la dioxine).

QTS : Débit par Temps Sec.

Qref : Débit moyen mensuel de récurrence 5 ans (QMNA).

RUTP : Rejets Urbains de Temps de Pluie.

SAGE : Schéma d'Aménagement et de Gestion des Eaux.

Saisine : action de porter un différend devant un tribunal.

SATESE : Service d'Assistance Technique aux Exploitants de Station d'Épuration.

SDAGE : Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux.

STEP : Station d'épuration.

Vitesse critique : vitesse de propagation d'une onde superficielle infiniment petite dans une masse d'eau au repos, de même profondeur que l'écoulement étudié.

Débit de référence STEU : Le débit et les charges de référence retenus pour le dimensionnement des ouvrages, tenant compte des variations saisonnières ; ce débit et ces charges sont constitués du débit et des charges de matières polluantes produits par temps sec dans la zone d'assainissement collectif que les ouvrages de collecte desservent et de la part du débit et des charges des eaux pluviales retenue par la commune »

charge brute : la charge brute est définie par la quantité de DBO<sub>5</sub> calculée sur la base de la charge journalière moyenne de la semaine la plus chargée au cours d'une année donnée par temps sec (art. 1 du décret du 03.06.1994). La notion de charge brute correspond à la totalité de la pollution théorique produite, que cela soit dans une zone d'assainissement collectif ou non collectif (art. 14 C du décret du 03.06.1994, où il est considéré que la charge polluante d'un équivalent habitant est uniformément égale à 60 g DBO<sub>5</sub>/j).

# **BIBLIOGRAPHIE**

## Etudes disponibles ayant contribué à la réalisation du guide technique :

- DUPONT J.M., 1996, *Modélisation et étude bibliographique des déversoirs d'orage*, 3<sup>ème</sup> année de l'Ecole Polytechnique de Paris.
- BEZIAT A., 1997, *Classification et typologie des déversoirs d'orage*, Mastère Eau Potable et Assainissement (ENGEES).
- RIVASSEAU V., 1998, *Modélisation tridimensionnelle des déversoirs d'orage*, D.E.A. Mécanique et Ingénierie et 3<sup>ème</sup> année ENGEES.
- BUYER M., 1999, *Elaboration d'un outil de simulation hydraulique des réseaux d'assainissement*, D.E.A. mécanique et Ingénierie ULP de Strasbourg.
- COMBES H., 2000, *Modélisation 3D des déversoirs d'orage*, diplôme d'ingénieur de l'ENGEES.
- FRANCOIS M., 2000, *Modélisation 1D des déversoirs d'orage*, 4<sup>ème</sup> année technologique ENGEES.
- HAM S., 2000, *Schéma TVD et modélisation des réseaux d'assainissement*, maîtrise de mathématiques appliquées ULP de Strasbourg.
- LIPEME G., 2001, *Modélisation 3D et calage des déversoirs d'orage*, D.E.A. Mécanique et Ingénierie ULP de Strasbourg.
- FLAMENT S., 2001, *Modélisation 1D et calage des déversoirs d'orages*, diplôme d'ingénieur de l'ENGEES.
- CHARDON L., 2000, *Mise au point d'un algorithme de mesure de surface d'eau en lumière structurée*, Maîtrise de Mathématiques option Ingénierie ULP de Strasbourg.
- ANSTETT M., 2001, *Validation d'un capteur de mesure 3D de surface libre en lumière structurée*, Mémoire de DUT Mesures Physiques ULP de Strasbourg.
- ROLLET D., 2002, *Instrumentation des déversoirs d'orage : mise en place de l'autosurveillance à Sélestat*, diplôme d'ingénieur de l'ENGEES.
- BUYER M., 2002, *Transport de flux en réseau d'assainissement : Modèle 1D pour l'hydraulique des collecteurs et déversoirs avec prise en compte des discontinuités*. Thèse de doctorat de l'ULP : soutenue le 5 décembre 2002, Université Louis Pasteur de Strasbourg.
- LABEYRIE B., STELS C., VIARD E., 2003, *Etude des déversoirs latéraux : Validation du logiciel Déversoir et étude comparative des formules et modèles existants*, Licence Professionnelle "Eau et Environnement" ENGEES-ULP.
- GALLIN Y., 2003, *Mise au point d'un nouveau mode d'instrumentation des déversoirs d'orage : application au site de Sélestat*, diplôme d'ingénieur de l'ENGEES.
- SIMONIN Y., 2004, *Validation des mesures de débit et pollution sur le réseau de Sélestat. Application de l'autosurveillance*, diplôme d'ingénieur de l'ENGEES.



LIPEME-KOUYI G., 2004, *Principe de réduction de la pollution particulaire déversée en période d'orage - mise au point d'un nouveau concept de déversoir*, Thèse de doctorat de l'ULP : soutenue en décembre 2004, Université Louis Pasteur de Strasbourg.

## Textes réglementaires

Circulaire CG 1333, instruction technique relative à l'assainissement des agglomérations, 22 février 1949.

Directive de la Communauté Européenne, n°91-271, J.O de la CE/35/40 du 30 mai 1991, sur le traitement des eaux résiduaires urbaines.

Loi sur l'eau, n°92-3, J.O du 4 janvier 1992.

Décret n°93-742 du 29 mars 1993 relatif aux procédures d'autorisation et de déclaration prévues par l'art. 10 de la loi n°92-3 du 3 janvier 1992 sur l'eau.

Décret n°93-743 du 29 mars 1993 relatif à la nomenclature prévue par l'article 10 de la loi n°92-3 du 3 janvier 1992 sur l'eau.

Décret n°94-469 du juin 1994 relatif à la collecte et au traitement des eaux usées mentionnées aux articles L.372-1-1 et L.372-3 du code des communes.

Circulaire du 13 septembre 1994 du Ministère de l'Environnement relative à l'assainissement des eaux usées urbaines.

Arrêté du 22 décembre 1994 fixant les prescriptions techniques relatives aux ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées mentionnées aux articles L.372-1-1 et L.372-3 du code des communes.

Arrêté du 22 décembre 1994 relatif à la surveillance des ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées mentionnées aux articles L.372-1-1 et L.372-3 du code des communes.

Recommandations du 12 mai 1995 pour l'application du décret 94-469 du 3 juin 1994 et des arrêtés du 22 décembre 1994 relatifs à l'assainissement des eaux usées urbaines. Mise en œuvre de l'autosurveillance.

Ministère de l'Environnement, direction de l'eau : (Juin 1994). Document d'information, éléments d'aide à la mise en œuvre des décrets 93-742 et 93-743 du 29 mars 1993 relatifs à l'application de l'article 10 de la loi sur l'eau, 18 p.

## Articles et ouvrages

ADAMSSON Å., STOVIN V., BERGDAHL L., 2003, *Bed shear boundary condition for storage tank sedimentation*, Journal of Environmental Engineering, Vol. 129 (7), July 1, 651-658.

AGENCE DE L'EAU LOIRE/BRETAGNE, Mars 1994, *Guide Technique pour la mise en place de l'autocontrôle*, 77 p.

AGENCE DE L'EAU, Etude inter-agences n°50, *Guide de l'autosurveillance des systèmes d'assainissement*, 147 p.

- ANDOH R.Y.G ET SAUL A.J., 2002, *The use of hydrodynamic vortex separators and screening systems to improve water quality*, Sewer Processes and Networks, Paris, France, 2002, pp 219-229.
- BABAAYAN-KOOPAEI K., 2001, *Choke-free flow in ovoidal sewers with increase in bed elevations*, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 127, N°2, February, , pp.149-153.
- BACHOC A., CHEBBO G., LIN H., LAPLACE D., 1991, *Dépôts en réseaux unitaires : à propos de leur formation et de leur contribution à la pollution des rejets urbains pluviaux*, Rapport à l'AGHTM, novembre 1991, 237 p.
- BAILLY C., COMTE – BELLOT G., 2003, *Turbulence*, CNRS éditions, 376 p.
- BALMFORTH D.J., 1978, *Flow over side weirs*, PhD Thesis. Sheffield, England : University of Sheffield, 1978, 418 p.
- BENAYADA L., 1994, *Construction d'une solution analytique et critique d'algorithmes numériques afférents aux équations de Barré de Saint Venant en vue d'application aux écoulements transitoires sur fond mobile*. Institut National Polytechnique de Toulouse 167 p., Thèse de doctorat, Spécialité mécanique des fluides.
- BERTRAND-KRAJEWSKI J.L., 1991, *Modélisation des débits et du transport solide en réseau d'assainissement*, Étude Bibliographique, ENGEES, 1991.
- BERTRAND-KRAJEWSKI J.L., SCRIVENER O., BRIAT P., 1993, *Sewer sediment production and transport modelling : A litterature review*, Journal of Hydraulic Research, Vol. 31 (4), pp 435-460.
- BERTAND-KRAJEWSKI J-L., LAPLACE D., JOANNIS C., CHEBBO G., 2000, *Mesures en hydrologie urbaine et assainissement*, Ed. Tec & Doc Lavoisier, paris, 2000, 793 p.
- BEST J.L. ET REID I., 1984, *Separation zone at open channel junctions*, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, N°11, 1588-1594
- BLAIN W.R., BREBBIA C.A., 2000, *Hydraulic Engineering software VIII*, Wessex Institute of Technology, UK – WITPress, 470 p.
- BUIL N., 1999, *Modélisation tridimensionnelle du transport de polluants dans les écoulements à surface libre*, Thèse de doctorat de l'université Claude Bernard Lyon I, 1999, 309p.
- BURT D., CORTON M., HETHERINGTON D., BALMFORTH D., 2002, *Multiphase Modeling and the prediction of retention efficiency in a side weir CSO*, Urbane Drainage 2002, Global Solutions for Urban Drainage, 9<sup>th</sup> International Conference on Urban Drainage (9ICUD), E.W. Strecker, W.C. Huber - Editors, September 8-13, 2002, Portland, Oregon, USA.
- BUXTON A., TAIT S., STOVIN V., SAUL A., 2002, *Developments in a methodology for the design of engineered invert traps in combined sewer systems*, Water Science and Technology, Vol. 45 (7), 133-142.
- CALABRESE R.V., MIDDLEMAN S., 1979, *The dispersion of discrete particles in a turbulent fluid field*, AIChE Journal, Vol. 25, 1979, 1025-1035.
- CARLETON M., 1985, *Contribution à l'analyse et à la modélisation du fonctionnement des déversoirs d'orage*, Thèse docteur ingénieur, INSA Lyon, 1985, 250 p.
- CARLIER M., 1972, *Hydraulique générale et appliquée*, Paris, France, Eyrolles, 1972, 570 p.
- CERTU, 2003, *La ville et son assainissement : principes, méthodes et outils pour une meilleure intégration dans le cycle de l'eau*, MEDD/DE – CERTU, 2003.

- CHASSAING P., 2000, *Turbulence en mécanique des fluides, analyse du phénomène en vue de sa modélisation à l'usage de l'ingénieur*, Polytech, ed. CEPADUES. Vol. 1, 2000, 625 p.
- CHEBBO G., 1992, *Solides des rejets urbains par temps de pluie – Caractérisation et traitabilité*, Thèse de doctorat de l'ENPC, Paris, 1992, 410 p.
- CHEN Q., DAI G., LIU H., 2002, *Volume of fluid model for turbulence numerical simulation of stepped spillway overflow*, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 128 (7), July 1, pp 683-688.
- CHOCAT B., 1992, *La pollution des rejets urbains par temps de pluie, 37 pages, 6 figures et 17 tableaux pour commencer à expliquer*, INSA Lyon, 37 p.
- CHOCAT B., COORDONNATEUR., 1997, *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*, Bassins de retenue p. 95, Eurydice 92, Ed Tec&Doc Lavoisier, paris, 1997, 1121 p.
- CHOW V., 1959, *Open channel hydraulics*, Singapore, McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, 1959, 670 p.
- COLON E., 1994, *Extraction de phase par analyse de Fourier*, Rapport de DEA, HOLO 3, 1994.
- CORNIER J.C., FAYOUX C., LESOUÉF A., VILLESSOT D., *Les nouvelles contraintes d'exploitation de usines d'épuration*, TSM, N°7-8, 1994, p392
- DEL GIUDICE G., HAGER W.H., 1999, *Sewer sideweir with throttling pipe*, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Vol. 125 (5), September/October, pp 298-306.
- DELIS A.I., SKEELS C.P. AND RYRIE S.C., 2000, *Evaluation of some approximate Riemann solvers for transient open channel flows*, Journal of Hydraulic research, Vol. 38, 2000, N°3, pp. 217-231.
- DELIS A.I. AND SKEELS C.P., 1998, *TVD schemes for open channel flow*, International Journal for Numerical Methods in Fluids, Vol. 26, pp.791-809, 1998.
- DELIS A.I. AND SKEELS C.P., 2000, *Implicit high-resolution methods for modelling one-dimensionnal open channel flow*, Journal of Hydraulic research, Vol. 38, 2000, N°5, pp. 369-382.
- DI FELICE R., 1994, *The voidage function for fluid – particle interaction systems*, Int. J. Multiphase Flow, Vol. 20, 153-159.
- EL KHASHAB A., 1975, *Hydraulics of flow over side weirs*, Thèse de doctorat-Department of civil engineering of the University of Southampton, Juin 1975
- EL KHASHAB A., SMITH K.V.H., 1976, *Experimental investigation of flow over side weirs*, Journal of Hydraulic Engineering, Vol.102 (9), 1976, pp 1255-1268.
- ELLIS J.B., 1985, *Pollutional aspects of urban runoff*, Urban Runoff Pollution, H.C. Torno, J. Marsalek and M. Desbordes (Eds), NATO ASI Series G, Vol 10, Springer-Verlag, pp 1-38.
- EL-SOUEIDY C., 2004, *Modélisation tridimensionnelle du comportement hydrodynamique d'un système de séparation solide - liquide par décantation*, Rapport de DEA, Université Louis Pasteur, Strasbourg, 62 p.

- EUVRARD D., 1990, *Résolution numérique des équations aux dérivées partielles de la physique, de la mécanique et des sciences de l'ingénieur, Différences finies, éléments finis, méthode des singularités*. Ed. Masson 1990, ISBN: 2-225-82128-3.
- FLUENT, 2001, *Fluent 6.0 software User's Guide*, Fluent Inc, 2001.
- FRACCAROLLO L. ET TORO E.F., 1995, *Experimental and numerical assessment of the shallow water model for two-dimensional dam-break type problems*, Journal of Hydraulic Research, Vol. 33, 1995, N°6, pp. 843-864.
- FREY P., 1991, *Étude expérimentale et simulation numérique du transport turbulent de particules solides dans un décanteur*, Thèse de doctorat, École Centrale de Lyon, 1991, 144 p.
- GARCIA SALAS J.C., 2003, *Évaluation des performances, sources d'erreur et incertitudes dans les modèles de déversoirs d'orage*, Thèse de doctorat, INSA Lyon, 2003, 357 p + annexes.
- GARCIA-NAVARRO P. AND ALCRUDO F., 1992, *Implicit and explicit TVD methods for discontinuous open channel flows*, In R.A. Falconer, K.Shiono and R.G.S. Matthew (eds.), Proc. of the 2nd Int. Conf. On Hydraulic and Environmental Modelling of Coastal, Estuaire and River Waters, Vol.2, 1992.
- GARCIA-NAVARRO P. AND VAZQUEZ-CENDON M.E., 2000, *On numerical treatment of the source terms in the shallow water equations*, Computers and fluids 29, 2000, pp. 951-979
- GARCIA-NAVARRO M.P. ET SAVIRON J.M., 1992, *Numerical simulation of unsteady flow at open channel junctions*, Journal of Hydraulic Research, Vol. 30, 1992, N°5, pp. 595-609.
- GARDEL A., 1962, *Perte de charge dans un étranglement conique. (Head loss in a conical contraction)*, Bulletin technique de la suisse romande 88(21),1962, pp.313-320 ; 88(22), 1962, pp. 325-337.
- GIERSCH P., 1985, *Les déversoirs d'orage : principe, données constructives et calculs*, Direction Départementale de l'Agriculture et de la Forêt (DDAF) du Bas-Rhin, Service du Génie Rural des Eaux et Forêts, Bureau d'études, 1985.
- GODUNOV S.K., 1959, *A difference method for the numerical computation of continuous solutions of hydrodynamic equations*, Mat. Sbornik, 47, 271-306 (1959) (Translated as JPRS by US DEPT of Commerce, 1960).
- GOVINDARAJU R.S., KAVVAS M.L. AND JONES S.E., 1990, *Approximate analytical solutions for overland flows*, Water Research, vol. 26, N°12, 1990, pp. 21-30.
- GRAF W.H., 1984, *Hydraulics of Sediment Transport*, Water Resources Publication, Littleton Colorado, 1984, 481 p.
- GRAF W.H. ET ALTINAKAR M. S., 1993, *Hydraulique fluviale*, Traité de Génie Civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne, Volume 16, tomes 1 et 2.
- GURRAM S. K., KARKI K.S. AND HAGER W.H., 1997, *Subcritical junction flow*, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 123, 1997, N°5.
- HAGER W.H., 1982, *Die Hydraulik von Vereinigungsbauwerken*, Gas-Wasser-Abwasser, 62. Jahrgang 1982, N°7, pp 148-149

- HAGER W.H., 1986, *L'écoulement dans les déversoirs latéraux (Flow in side weirs)*, Canadian Journal of Civil Engineering, 1986, 13(5):501-509.
- HAGER W.H., 1989, *Transitional flow in channel junctions*, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 115, 1989a, N°2, pp 243-259
- HAGER W.H., 1989, *Supercritical flow in channel junctions*, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 115, 1989b, N°5, pp 595-616
- HAGER W.H., 1987, *Lateral outflow over side weirs*, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 113 (4), 1987, pp 491-504.
- HAGER W.H., 1999, *Wastewater Hydraulics – Theory and Practice*, Losses in Flow, Ed. Springer, 1999, pp 17-53.
- HANICH L., 1996, *Résolution des équations de la mécanique des fluides par des méthodes TVD en coordonnées généralisées*, Université de Caen, 1996, 171 p., Thèse de doctorat, Spécialité mécanique.
- HARWOOD R., SAUL A.J., 2001, *Modelling the performance of Combined Sewer Overflow chambers*, Journal of the Chartered Institution of Water and Environmental Management, Vol. 14 (4), November, pp 300-304.
- HARWOOD R., 2002, *CSO Modelling strategies using Computational Fluid Dynamics*, Urban Drainage 2002, Global Solutions for Urban Drainage, 9<sup>th</sup> International Conference on Urban Drainage (9ICUD). E.W. Strecker, W.C. Huber - Editors, September 8-13, 2002, Portland, Oregon, USA.
- HARTEN A. AND HYMAN J.M., 1983, *Self adjusting grid method for one-dimensional hyperbolic conservation laws*, Journal of Computational Physics 50, 235-296, (1983).
- HARTEN A., 1983, *High-resolution schemes for hyperbolic conservation laws*, Journal of Computational Physics 49, 357-393, (1983).
- HARTEN A., 1984, *On a class of high-resolution total variation stable finite difference schemes*. SIAM Journal Numerical Analysis, Vol. 21, 1-23 (1984).
- HERRERMANS L., 1992, *La caractérisation des eaux pluviales et des eaux de ruissellement*, 10p.
- HEROUIN E., 1991, *Modélisation des écoulements complexes à surface libre en milieu naturel (étude bibliographique)*, Rapport de DEA de Mécanique des fluides, Université Claude Bernard (Lyon 1), 1991
- HERVOUET J-M. et al., 1994, *The computation of free surface flows with TELEMAC : an example of evolution towards hydroinformatics*, Journal of hydraulic research, Vol. 32, 1994, Extra issue, pp.45-64.
- HEWITT G.F., HALL-TAYLOR N.S., 1970, *Annular two phase flow*, Pergamon-Press (1970). Elmsford.
- HJELMFELT, A.T., 1967, *Flow in elliptical channels*, Water Power 19 (10), 1967, pp. 429-431.
- HOLO 3, 2000, *Fonctions Matlab de mesure de hauteur d'eau par la méthode de la lumière structurée pulsée*, Saint Louis, 2000, 10 p.
- HUANG J., WEBER L.J., LAI Y.G., 2002, *Tree-Dimensional numerical study of flows in open-channel junctions*, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 128 (3), March 1, pp 268-280.

- HULOT J.C., BACHOC A., DELATRE J.M., 1992, *Etude d'un bassin de stockage-décantation*, 1<sup>ère</sup> Conférence Internationale sur les nouvelles technologies en assainissement pluvial, Novatech 92, Lyon, 3-5 Novembre, pp. 135-144.
- JAUMOUILLE P., 2003, *Hétérogénéités des vitesses et des concentrations dans les collecteurs d'assainissement : Application à la mesure des flux polluants*, Thèse de doctorat de l'université de Bordeaux I, 2003, 234 p.
- KEHRWILLER J-M. (1995) « Assainissement : Étude comparative de l'efficacité des déversoirs d'orage », Mémoire de fin d'année ENGEES, juin 1995, 105 p.
- KESKIN M.E. AND AĞIRALIOĞLU N., 1997, *A simplified dynamic model for flood routing in rectangular channels*, Journal of Hydrology 202 (1997) 302-314.
- KOLMOGOROV A.N., 1941, *The local structure of turbulence in an incompressible fluid at very high Reynolds numbers*, Dokl. Akad. Nauk SSSR, Vol. 30, 1941, pp 301-305.
- KOVACS Y., 1988, *Modèles de simulation d'écoulement transitoire en réseau d'assainissement*, CERGRENE, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1988, 328 p., Thèse de doctorat, Spécialité : Sciences et Techniques de l'Environnement.
- LAFOND J-M., 1995, *Comparaison de modèles de transport en suspension. Application à des ouvrages de stockage-dépollution*, Thèse de doctorat de l'université Claude Bernard Lyon I, CEMAGREF Groupement de Lyon, 1995, 235 p.
- LAPLACE D., 2000, *La précision de l'imprécision. Autosurveillance et mesures en réseau d'assainissement*, Colloque d'Hydrotechnique, 165<sup>ème</sup> session du comité Scientifique et Technique, Lyon, 5-6 décembre 2000.
- LAUNAY K., 1998, *Analyse de modèles Lagrangiens de prédiction de dispersion turbulente et proposition d'un modèle intégrant la turbulence vue par la particule*, Thèse de doctorat, Université de Strasbourg I, 1998, 198 p.
- LAUNDER B., SPALDING D., 1974, *The numerical computation of turbulent flows*, Computational Methods in Applied Mechanical Engineering, Vol 3, 1974, pp 269-289.
- LESIEUR M., 1994, *La turbulence*, Presses universitaires de Grenoble, 1994, 262 p.
- LIN M., ASHWORTH P.J., BEST J.L., ELLIOTT L., INGHAM D.B. AND WHITCOMBE L.J., 2002, *Computational fluid dynamics and the physical modelling of an upland urban river*, Geomorphology, Vol. 44, 375- 391.
- LOUAKED M. ET HANICH L., 1998, *TVD scheme for the shallow water equations*, Journal of Hydraulic Research, Vol. 36, 1998, N°3, pp. 363-378.
- LUCAS-AIGUIER E., CHEBBO G., BERTRAND-KRAJEWSKI J.L., GAGNE B., HEDGES P., 1997, *Analisis of methods for determining the settling characteristics of sewage and stormwater solids*, 2<sup>nd</sup> International Conference on the sewer as Physical, Chemical and Biological Reactor, Aalborg, Denmark.
- LUYCKX G., VAES G., BERLAMONT J., 1999, *Experimental investigation on the efficiency of a high side weir overflow*, Water Science and Technology, Vol. 39 (2), 1999, 61- 68.
- MALATERRE P.O., 1994, *Modélisation, analyse et commande optimale LQR d'un canal d'irrigation*, Etudes du CEMAGREF- Equipements pour l'eau et l'environnement n°14. Edition CEMAGREF-DICOVA et CEMAGREF Montpellier, 1994, 220 p.

- MARTINET G., 1992, *Contribution à la modélisation numérique des avalanches de neige dense et des laves torrentielles*, Université Joseph Fourier, Grenoble I, 1992, 218 p., Thèse de doctorat, Spécialité mécanique.
- MESELHE E.A., HOLLY JR. F.M., 1997, *Invalidity of preissmann scheme for transcritical flow*, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 123 (7), 1997, pp 652-655.
- MESELHE E.A. AND HOLLY F.M., 1993, *Simulation of unsteady flow in irrigation canals with dry bed*, Journal of Hydraulic Engineering, vol. 119, N° 9, September 1993, pp.1021-1039.
- MICHELBAACH S., WOHRLE C., 1993, *Settleable solids of a combined sewer system-settling behaviour, pollution load, stormwater treatment*, 6<sup>th</sup> Int. Conf. on Urban Storm Drainage, Niagara Falls, 1993, pp 1284-1289.
- MISRA R., SRIDHARAN K. AND MOHAN KUMAR M.S., 1992, *Transients in canal networks*, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, vol. 118, N°5, September/October, 1992, pp. 690-707.
- MONTHÉ L.A., 1997, *Etude des équations aux dérivées partielles hyperboliques. Application aux équations de Saint-Venant*, Institut National des Sciences Appliquées de Rouen, 1997, 181 p., Thèse de doctorat, Discipline : Mathématiques Appliquées, Spécialité : Analyse numérique.
- MORVAN H., PENDER G., WRIGHT N.G., ERVINE D.A., 2002, *Three-Dimensional hydrodynamics of meandering compound channels*, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 128 (7), July 1, pp 674-682.
- MORETTI G., 1979, *The  $\lambda$ -scheme*, Computers and fluids, vol. 7, 191-205, 1979
- MOTTIEE H., 1996, *Un modèle numérique pour la simulation des réseaux d'assainissement pluvial fondé sur le concept de stockage*, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1996, 260 p., Thèse de doctorat, Spécialité : Conception en Bâtiment et Techniques Urbaines, N° d'ordre : 96 ISAL 0029.
- MOUSSA R. AND BOCQUILLON C., 1996, *Algorithms for solving the diffusive wave flood routing equation*, Hydrological processes, vol. 10, 105-123, 1996a.
- MOUSSA R. AND BOCQUILLON C., 1996, *Criteria of choice of flood-routing methods in natural channels*, Journal of Hydrology, Vol. 186, 1-30, 1996b.
- NUJIC M., 1995, *Efficient implementation of non oscillatory schemes for the computation of free surface flows*, Journal of Hydraulic Research, vol. 33, 1995, N°1, pp. 101-113
- OSHINOWO L., BAKKER A., 2002, *CFD modeling of solids suspensions in stirred tanks*, Symposium on computational Modeling of Metals, Minerals and Materials, TMS Annual Meeting, Seattle, WA, February 17-21, 2002, 12 p.
- OUILLOON S., 1993, *Modélisation mathématique de l'hydrodynamique à surface libre et du transport en suspension de sédiments non cohésifs. Aide à l'interprétation d'images spatiales*, Thèse de doctorat de l'INP Toulouse, février 1993, 322 p.
- PAQUIER A., 1995, *Modélisation et simulation de la propagation de l'onde de rupture de barrage*, Université Jean Monnet de Saint-Etienne, 1995, 192 p., Thèse de doctorat, Spécialité analyse numérique.
- PHILIPPE J.P., RANCHET J., 1987, *Pollution des eaux de ruissellement pluvial en zone urbaine. Synthèse des mesures de 10 bassins versants en région parisienne*, Nantes, Rapport n°142 du LCPC, 1987, 76 p.

- POLLERT J., STRÁNSKÝ D., 2002, *Combination of Computational Techniques – Evaluation of CSO Efficiency for suspended Solids Separation*, Sewer Processes and Networks, Paris, France, 2002, 231-238.
- RAHMAN M. ET CHAUDHRY M.H., 1997, *Computation of flow in open-channel transitions*, Journal of Hydraulic Research, Vol. 35, 1997, N°2, pp. 243-256.
- RICE C.E., 1985, *Open channel junctions with Supercritical Flow*, United States Department of Agriculture. Agricultural Research Service, ARS-14, January 1985
- ROBINSON D.I., MCGHEE T.J., 1993, *Computer modelling of side flow weirs*, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Vol. 119 (6), 989-1005.
- RODI W., 1984, *Turbulence models and their application in hydraulics – A state of art review*, 2<sup>nd</sup> edn., IAHR, The Netherlands, 1984.
- ROE P.L., 1981, *Approximate Riemann solvers, parameter vectors, difference schemes*, Journal of Computational Physics 43, 357-372, 1981.
- ROE P.L., 1983, *Some contributions to the modelling of discontinuous flows*, In proceedings of the SIAM/AMS Seminar, San Diego, 1983.
- ROE P.L. AND PIKE J., 1984, *Efficient construction and utilisation of approximate Riemann solution*, Computing methods in applied science and engineering, R. Glowinski, J.L. Lions, eds., Amsterdam, North Holland, 6 :499-518, 1984
- SAF GRAIE, 17 novembre 1994, *Orages aux déversoirs, textes des conférences. L'expérience de la Communauté Urbaine de Lyon*, 79 p.
- SAGET A., 1994, *Base de données sur la qualité des rejets urbains par temps de pluie : distribution de la pollution rejetée, dimensions des ouvrages de collecte*, Thèse de doctorat de l'ENPC, Paris, 1994, 333 p.
- SARKER A., RHODES D.G., 1999, *3D free surface model of laboratory channel with rectangular broad-crested weir*, 28<sup>th</sup> IAHR Congr., Graz, Austria, 22-27 Aug., 7p.
- SAUL A.J., DELO E.A., 1981, *Performance of a high-side-weir storm-sewage chamber incorporating storage*, 2<sup>nd</sup> International Conference on Urban Storm drainage, Urbana, Illinois USA, June 14-19, 1981, pp. 445-466.
- SAVENIJE H. H. G., 1998, *Analytical expression for tidal damping in alluvial estuaries*, Journal of Hydraulic Engineering, vol. 124, N° 6, June 1998, pp.615-618.
- SCHIESTEL R., 1998, *Les écoulements turbulents : modélisation et simulation*, Edition HERMES, 505 p.
- SEMSAR YAZDI A.A., 1995, *Mise au point d'une méthodologie d'évaluation et de comparaison des modèles de simulation hydraulique des réseaux d'assainissement*, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1995, 272 p., Thèse de Doctorat, Spécialité Méthodes de Conception en Bâtiment Aménagement et Techniques Urbaines, N° d'ordre 95 ISAL 0025.
- SINNIGER R.O., HAGER W.H., 1989, *Constructions hydrauliques - Écoulements stationnaires*, Traité de Génie Civil, Volume 15, L'école polytechnique fédérale de Lausanne, Publié sous la direction de René Walther, Presses polytechniques Romandes, 439 p.
- SMOLLER J., 1984, *Shock waves and reaction-diffusion equations*, Second edition, Ed. :Springer-Verlag-1984-632 p .



- STOVIN V. R., SAUL A. J., 1994, *Sedimentation in storage tank structures*, Water Science and Technology, Vol. 29 (1-2), 363-372.
- STOVIN V. R., SAUL A. J., 1996, *Efficiency prediction for storage chambers using computational fluid dynamics*, Water Science and Technology, Vol. 33 (9), 1996, 163-170.
- STOVIN, V.R., 1996, *The prediction of Sediment deposition in storage chambers based on laboratory observations and numerical simulation*, PhD Thesis, The University of Sheffield, UK.
- STOVIN V. R., SAUL A. J., 1998, *A Computational Fluid Dynamics (CFD) particle tracking approach to efficiency prediction*, Water Science and Technology, Vol. 37 (1), 285-293.
- STOVIN V. R., SAUL A. J., DRINKWATER A., CLIFFORDE I., 1999, *Field testing CFD-based predictions of storage chamber gross solids separation efficiency*, Water Science and Technology, Vol. 39 (9), 161-168.
- STU AGENCES DE L'EAU, 1994, *Guide technique des bassins de retenue d'eaux pluviales*, 270p.
- SWEBY P.K., 1984, *High resolution schemes using flux limiters for hyperbolic conservation laws*, SIAM Journal of Numerical Analysis 21, 995-1011 (1984).
- SZYMKIEWICZ R., 1991, *Finite element method for the solution of the Saint-Venant equations in an open channel network*, Journal of Hydrology—1991—Vol. 122—pp. 275-287.
- TA C.T., 1999, *Computational fluid dynamic model of storm tank*, 8<sup>th</sup> Int. Conf. Urban Storm Drainage, Vol. 3, Sydney, Australia, 1279-1286.
- TAKEDA M., INA H., KOBAYASHI S., 1982, *Fourier-transform method of fringe-pattern analysis for computer-based topography and interferometry*, J. Opt. Soc. Am., Vol. 72 (1), 1982, 156-160.
- THIRRIOT C. ET BENAYADA L., 1995, *Solution analytique approchée des équations de l'écoulement transitoire à surface libre en canal avec perte de charge et pente de fond*, C. R. Acad. Sci. Paris, t. 320, Série IIB, p. 325-330, 1995.
- TRAJKOVIC B., IVETIC M., CALOMINO F. AND D'IPPOLITO A., 1999, *Investigation of transition from free surface to pressurized flow in a circular pipe*, Water Science and Technology, Vol. 39, N°9, pp. 105-112, 1999.
- TORO E. F., 1997, *Riemann solvers and numerical methods for fluid dynamics, A practical introduction*, Ed. Springer-592 p-1997
- TORO E. F., 2000, *Shock-capturing methods for free surface flows*, Ed. John Wiley & Sons, 2000
- TYACK J.N., FENNER R.A., 1999, *Computational fluid dynamics modelling of velocity profiles within a hydrodynamic separator*, Water Science and Technology, Vol. 39 (9), 169-176.
- VALIRON F., 1995, *Synthèse des connaissances sur les déversoirs*, Version 2.0, 1995
- VALIRON F., TABUCHI J.P., 1992, *Maîtrise de la pollution urbaine par temps de pluie*, Paris, Éditions Tec&Doc, 1992, 564 p.
- VAN LEER B., 1973, *Towards the ultimate conservation difference scheme I. The quest of monotonicity*, Lecture Notes in Physics, Vol. 18, 163-168, 1973.

- VAN LEER B., 1979, *Towards the ultimate conservation difference scheme V. A second order sequel to Godunov's method*, Journal of Computational Physics 32, 101-136, 1979
- VERBANCK M.A., 1992, *Field investigation on sediment occurrence and behaviour in Brussels combined sewer*, Water Sciences and Technology, Vol. 25(8), pp 71-82.
- VERBANCK M.A., ASHLEY R.M., BACHOC A., 1994, *occurrence and behaviour of sediments in sewer systems : summary of conclusions*, International workshop on origin Water Research, Vol. 28 (1), pp 187-194.
- VERSTEEG H. K., MALALASEKERA W., 1995, *An introduction to computational fluid dynamics, the finite volume method*, Prentice Hall, 1995, 257 p.
- VILA J-P, 1986, *Sur la théorie et l'approximation numérique de problèmes hyperboliques non linéaires. Application aux équations de Saint Venant et à la modélisation des avalanches de neige dense*, Université de Paris VI, 1986, 480 p., Thèse de doctorat, Spécialité Sciences Mathématiques.
- VIOLLET P-L, CHABARD J-P, ESPOSITO P., LAURENCE D., 1998, *Mécanique des fluides appliquées. Écoulements incompressibles dans les circuits, canaux et rivières, autour de structures et dans l'environnement*, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1998. ISBN°: 2-85978-301-6.
- WILCOX D., 1998, *Turbulence modeling for CFD*, DCW Industries, 540 p.
- YEN B.C., WENZEL H.G., 1970, *Dynamic equations for steady spatially varied flow*. Journal of Hydraulics Division ASCE 96(HY3), 1970, p. 801-814.
- ZUG M., 1998, *Modélisation conceptuelle de la pollution par temps de pluie en réseau d'assainissement*, Thèse de doctorat de l'ULP, avril 1998, 241 p.
- ZUG M., BLANCHET F., JOANNIS C., RUBAN G., COHEN-SOLAL F., 2002, *Evaluation of discharges by CSOs from water depth measurements : case study of a lateral with a low and long crest*, Urban Drainage 2002, Global Solutions for Urban Drainage, 9<sup>th</sup> International Conference on Urban Drainage (9ICUD). E.W. Strecker, W.C. Huber - Editors, September 8-13, 2002, Portland, Oregon, USA.
- WU W., RODI W., WENKA T., 2000, *3D numerical modeling of flow and sediment transport in open channels*, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 126 (1), January, pp 4-15.

# **ANNEXE 1 : ETUDE SUR BANC D'ESSAIS PHYSIQUES**

## Chapitre 1 : Objectifs

Dans cette partie, on a reproduit à une échelle réduite le comportement hydraulique des déversoirs d'orage (Figure 60) pour en maîtriser l'environnement géométrique et hydraulique. Les caractéristiques géométriques du banc d'essais (Figure 61) sont choisies à partir de la classification établie par BEZIAT.

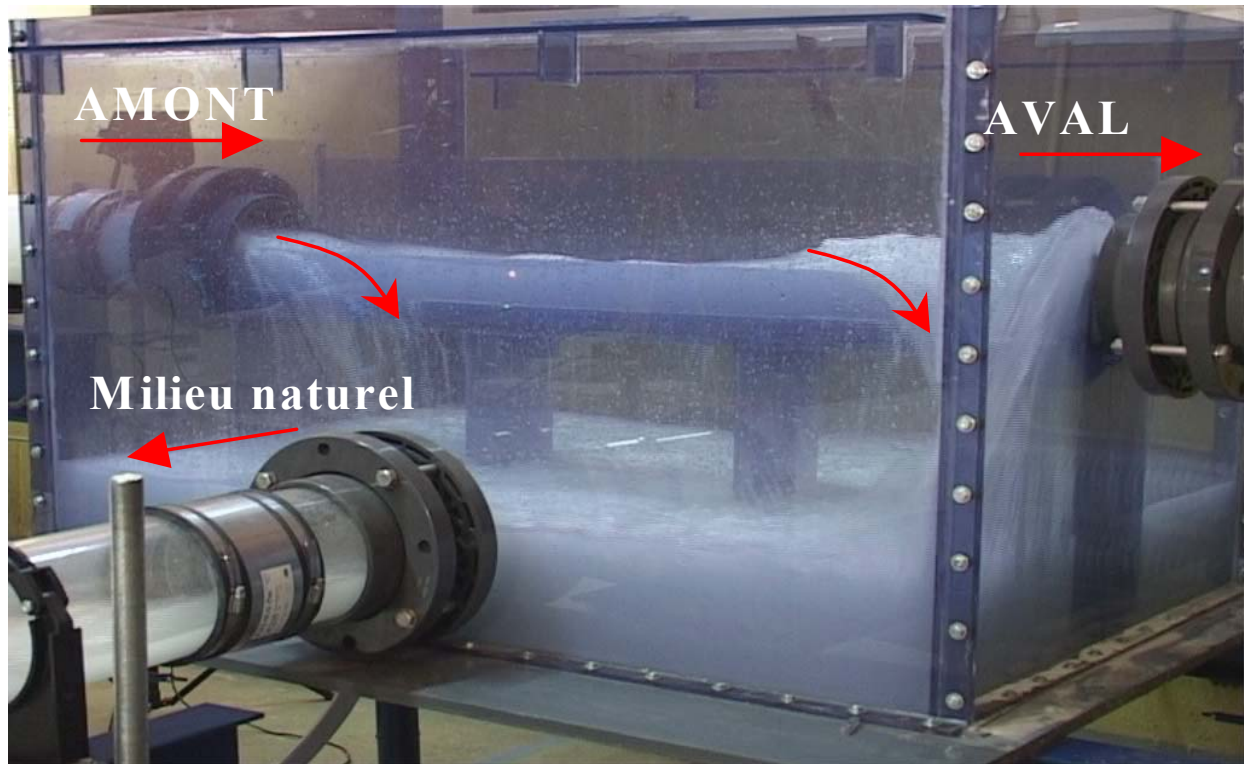


Figure 60 : Déversoir du pilote d'Obernai

Le but de cette phase est triple :

- établir des lois de fonctionnement pour les déversoirs d'orage réalisés sur le banc d'essais,
- valider le code de calcul CalDO,
- mettre au point un mode d'instrumentation des DO dans le but de mesurer les débits déversés grâce à des capteurs de hauteur à ultrasons placés dans le déversoir. (Voir partie IV chapitre 3)

## **Chapitre 2 : Caractéristiques du banc d'essais**

### **1. Caractéristiques hydrauliques de l'écoulement dans le pilote**

Nous désirons simuler sur ce pilote (Figure 61) les régimes d'écoulement fluvial et torrentiel. Pour cela, les canalisations d'entrée et de sortie sont placées sur des poutrelles permettant de faire varier la pente. Conformément aux données que l'on rencontre en assainissement, nous choisissons de faire varier les pentes de nos collecteurs de 0.05 % à 1 %. La pente de 0.05 % nous permet d'être en régime fluvial et celle de 1 % de passer en régime torrentiel.



**Figure 61 : Pilote d'Obernai**

Le diamètre de la conduite amont est déterminé en fonction de la grandeur du local où est implanté le banc d'essais, et du système de pompage. Pour permettre à l'écoulement de s'établir correctement dans les canalisations, nous devons avoir une longueur de canalisation au moins égale à 20 fois le diamètre. La place disponible pour la réalisation de la maquette (16 m de longueur) (Figure 62) nous fixe un diamètre maximum de 200 mm. Pour un  $\phi$  200 mm avec une pente de 1 %, le débit maximum est de 150 m<sup>3</sup>/h (compte tenu de la rugosité des parois : plexiglass).

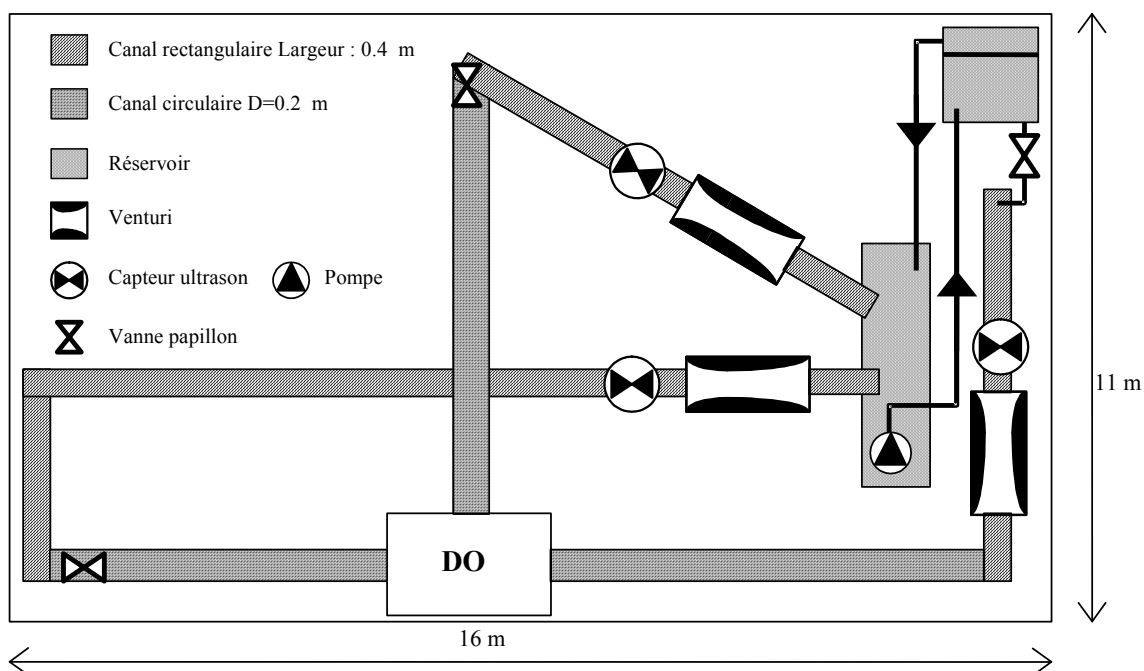


Figure 62 : Schéma du pilote d'Obernai

Les diamètres de canalisation aval que nous choisissons sont : 200 mm, 110 mm et 75 mm. Ces différents diamètres nous permettent de réaliser des déversoirs à crête haute et à crête basse, avec et sans entonnement.

## 2. Alimentation de la maquette

Le banc d'essais est constitué d'une réserve d'eau enterrée dans laquelle est placée une pompe immergée capable de débiter  $250 \text{ m}^3/\text{h}$ . Celle-ci alimente un second bac d'une capacité d'environ  $1 \text{ m}^3$  placé en hauteur et dans lequel le niveau de l'eau reste constant. On garantit ainsi une alimentation du banc d'essais avec un débit constant.

## 3. Caractéristiques des déversoirs d'orage

Les déversoirs étudiés sont de type latéral. Un tel ouvrage peut donc être schématisé comme suit :

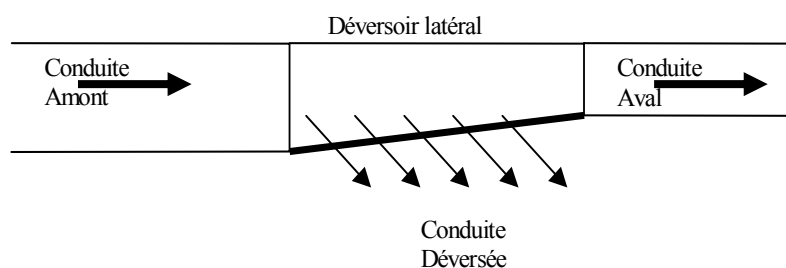
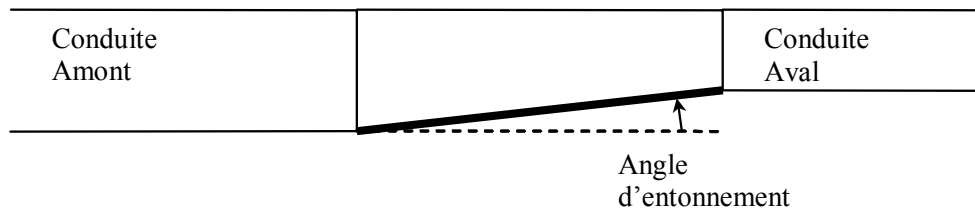


Figure 63 : Schéma du déversoir de type latéral (vue de dessus)

Dans ce type de déversoir, plusieurs caractéristiques géométriques sont susceptibles de jouer un rôle important vis-à-vis du fonctionnement hydraulique et donc de sa performance par rapport aux objectifs recherchés lors d'un dimensionnement ou d'un diagnostic.

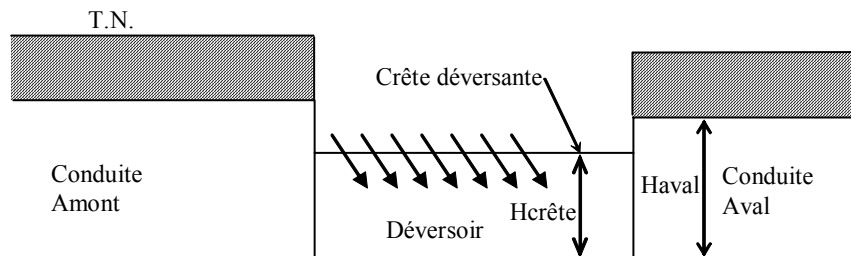
Les caractéristiques géométriques principales d'un déversoir d'orage latéral sont :

- **l'entonnement**, c'est-à-dire la diminution de la section le long du déversoir. Cette contraction est caractérisée par l'angle d'inclinaison de la crête par rapport à la conduite amont.

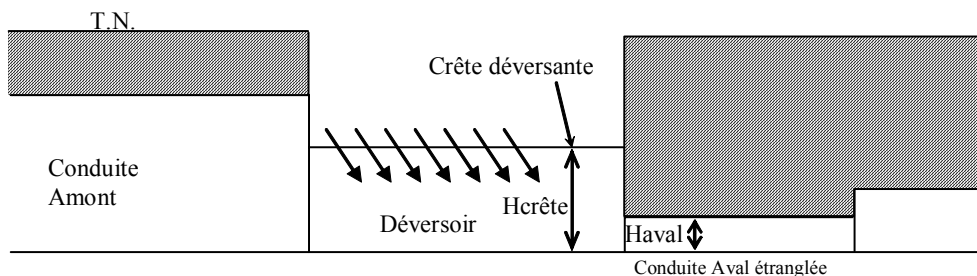


**Figure 64 : Schéma du déversoir de type latéral avec entonnement (vue du dessus)**

- **les seuils hauts ou bas**, c'est-à-dire la hauteur de la crête (Hcrête) par rapport à la hauteur de la canalisation à l'aval (Haval). Dans le cas du seuil haut, la canalisation à l'aval est généralement en charge pendant un déversement alors qu'elle est généralement à surface libre pour les seuils bas,

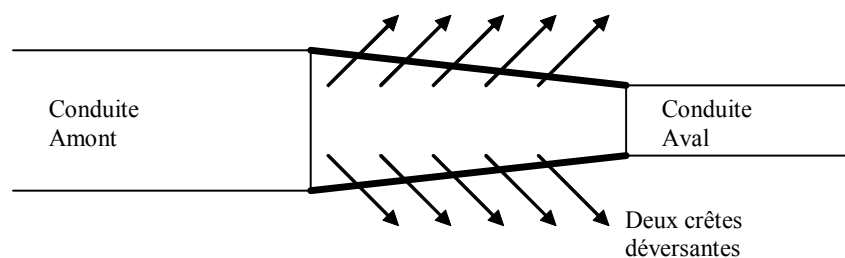


**Figure 65 : Schéma du déversoir de type latéral à seuil bas (profil en long)**



**Figure 66 : Schéma du déversoir de type latéral à seuil haut (profil en long)**

- **le nombre de crêtes** : classiquement une ou deux (généralement de hauteur et de longueur identiques)



**Figure 67 : Schéma explicatif pour un déversoir à deux crêtes (vue de dessus)**

Afin d'évaluer au mieux les performances hydrauliques des déversoirs d'orage de type latéral, 114 configurations d'ouvrages ont été testées sur le pilote. Le tableau ci-dessous regroupe les différentes caractéristiques. Le choix des différentes configurations a été fait à partir de la classification des déversoirs d'orage réalisée par Anne BEZIAT, 1997.

|  |  |
|--|--|
| Diamètre amont (mm) [ $D_{\text{amont}}$ ] | 200  |
| Diamètre aval (mm) [ $D_{\text{aval}}$ ]   | 67      110      200<br>$0.34 \leq D_{\text{aval}}/D_{\text{amont}} \leq 1.00$   |
| Longueur (m)                               | 0.5      1.0      1.5<br>$2.50 \leq \text{Longueur}/D_{\text{amont}} \leq 7.50$<br>$0^\circ \leq \text{Angle d'entonnement} \leq 15^\circ$ |
| Pente amont (‰)                            | 0.5      6.0      8.0  |
| Pente aval (‰)                             | 0.5      1.0      1.3      6.0      8.0<br>$0.08 \leq \text{Pente}_{\text{amont}}/\text{Pente}_{\text{aval}} \leq 16.00$                   |
| Hauteur de crête (mm)                      | 30      50      60      75      94      125<br>$0.15 \leq \text{Hauteur de crête}/D_{\text{aval}} \leq 1.87$                               |

**Tableau 9 : Les différents tests**

Le rapport entre la hauteur de crête et le diamètre aval varie entre 0.15 (déversoir à crête basse) et 1.87 (déversoir à crête haute).

Le choix des pentes a été fait pour garantir les deux types d'écoulement : fluvial et torrentiel.

Le rapport entre la longueur du seuil et le diamètre amont ( $D_{\text{amont}}$ ) permet de représenter les déversoirs long ( $\text{Longueur}/D_{\text{amont}}=7.5$ ) et court ( $\text{Longueur}/D_{\text{amont}}=2.5$ ).

La variation de diamètre entre l'amont et l'aval ainsi que la longueur de la crête permettent de prendre en compte l'entonnement.

Chaque configuration a été réalisée avec une et deux crêtes déversantes.

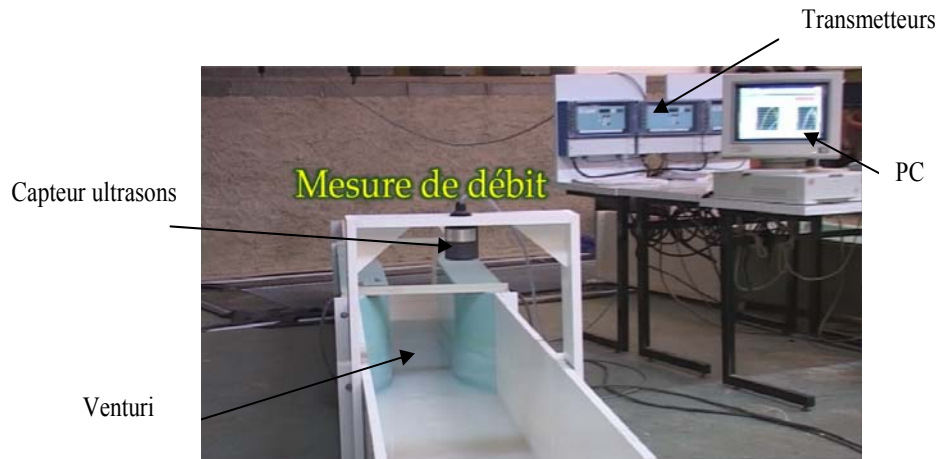
Pour chaque configuration, le débit de référence a été mesuré. Ensuite, une gamme de débit variant entre le débit de référence et le débit maximal du pilote (soit environ de 150 m<sup>3</sup>/h) a été réalisée.

## 4. Métrologie

### 4.1. Dispositif de mesure des débits

Les débits sont mesurés dans les branches rectangulaires amont, aval et déversées grâce à l'association d'un capteur à ultrasons et d'un Venturi (Figure 68). Ainsi, on dispose d'une mesure pour le débit d'entrée, le débit conservé et le débit déversé, ce qui permet de vérifier la conservation des débits.





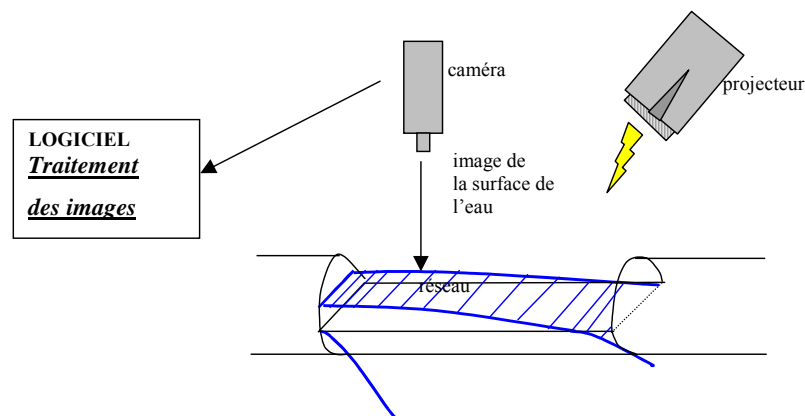
**Figure 68 : Mesure du débit**

Les ultrasons envoient un signal que les transmetteurs codent sous forme d'une intensité comprise entre 4 et 20 mA linéairement corrélée à la hauteur d'eau, qui est ensuite transformée en tension par le boîtier de connexion puis en code binaire par la carte d'acquisition. Ce code est enfin traduit en hauteur grâce à un étalonnage préalable enregistré dans le logiciel d'acquisition.

#### 4.2. Dispositif de mesure de la surface libre

Le système de mesure est composé d'un projecteur et d'une caméra numérique et permet d'obtenir une image en 3 dimensions de la surface libre sur la crête du déversoir et de connaître la hauteur d'eau en chaque point (Figure 69).

Un projecteur est placé au-dessus du déversoir ; il envoie un flash de lumière pendant 100 ms. Une diapositive représentant de fines hachures verticales (réseau) est placée devant ce projecteur : l'image de ce réseau est donc projetée sur la surface de l'eau. Comme cette surface n'est pas horizontale, l'image du réseau va être déformée. Une caméra numérique placée à côté du projecteur enregistre alors à un temps de pause (30  $\mu$ s) corrélé au temps d'émission du projecteur l'image reflétée par la surface de l'eau et donc l'image du réseau déformée. Cette caméra est reliée à un ordinateur muni d'un logiciel de traitement d'images qui restitue une mesure en 3 dimensions de la surface libre sur la crête du déversoir à partir de l'image du réseau obtenue. La précision de ce dispositif est de +/- 4 mm pour la mesure de la surface libre d'une eau en mouvement.



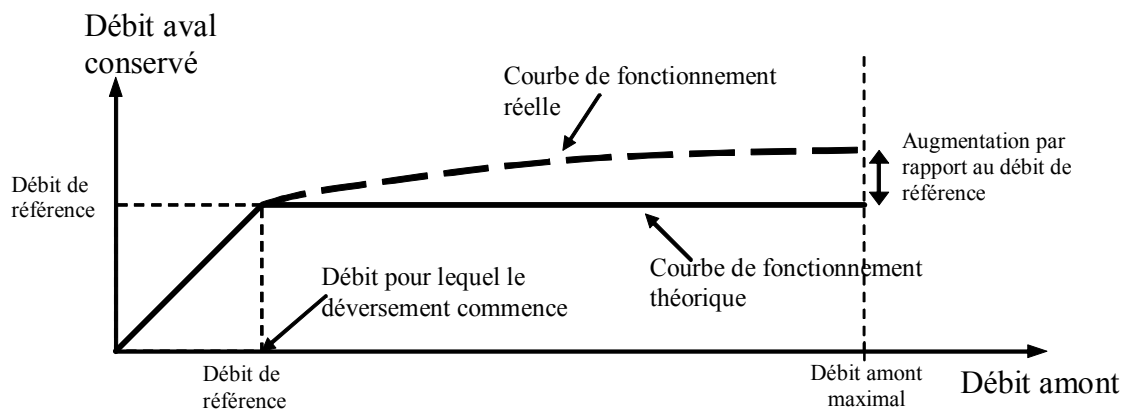
**Figure 69 : Dispositif de mesure de la surface libre**

## Chapitre 3 : Exploitation des résultats du banc d'essais

Pour gérer toutes les données recueillies, nous avons créé un logiciel permettant de visualiser, pour chaque configuration, les débits entrant, conservé et déversé, les surfaces 3D des hauteurs d'eau avec possibilité de superposition pour différents débits, les photos et les courbes de fonctionnement correspondantes.

### 1. Comment comparer la performance de différents déversoirs d'orage ?

Le comportement hydraulique d'un déversoir peut être caractérisé par la courbe de fonctionnement représentée à la Figure 70.



**Figure 70 : Principe de fonctionnement hydraulique du déversoir d'orage**

**Le débit de référence** est le débit à partir duquel l'ouvrage commence à déverser. Il peut donc représenter, par exemple :

- le débit d'alimentation d'une station de traitement des eaux usées
- le débit critique représentant le débit de protection du milieu naturel correspondant au débit d'un événement pluvieux ayant une période de retour de quelques mois.

La courbe de **fonctionnement théorique** représente le cas de régulation idéale dans lequel quel que soit le débit amont supérieur au débit de référence, le débit conservé est égal au débit de référence. La création d'un tel déversoir nécessite une régulation dynamique représentée par exemple par une vanne autorégulée ou par une pompe.

Dans le cas des déversoirs statiques, la courbe de **fonctionnement réelle**, représentée à la Figure 70, nous montre qu'à partir du moment où le débit amont dépasse le débit de référence, le débit aval va continuer à augmenter.

La caractérisation hydraulique d'un déversoir va donc se faire en calculant :

- le débit de référence,
- l'augmentation du débit aval par rapport au débit de référence et ce pour un débit amont maximal. Ce débit maximal est le plus souvent le débit de projet. Il peut, par exemple, correspondre au débit d'un événement pluvieux ayant une période de retour de quelques années (débit décennal).

Cette augmentation de débit peut plus facilement être caractérisée par le pourcentage d'augmentation du débit aval conservé par rapport au débit de référence, c'est-à-dire :

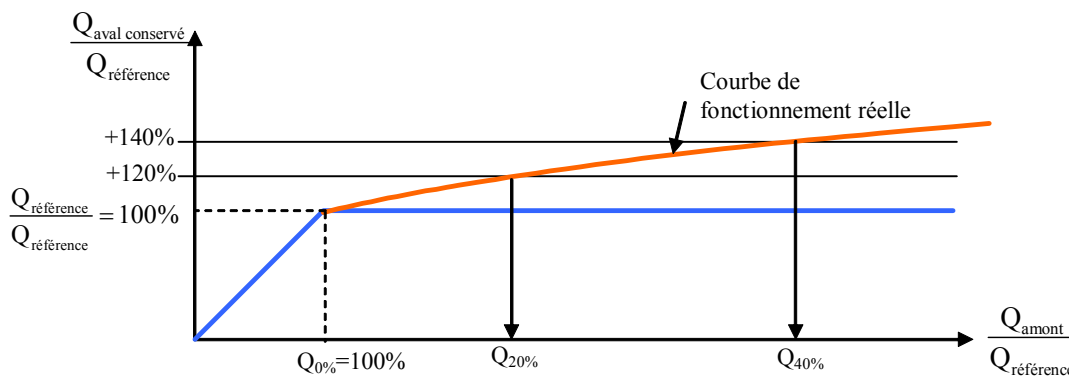
$$\% \text{ d'augmentation du débit aval} = \frac{\text{Débit aval conservé} - \text{Débit de référence}}{\text{Débit de référence}} \%$$

Plus ce pourcentage sera important et moins le déversoir est performant. En effet, on rappelle que l'objectif d'un déversoir est de contrôler le débit aval et donc de limiter au maximum le dépassement du débit de référence. En contre partie, plus on sera exigeant sur le minimum d'augmentation du débit aval, plus il sera difficile de dimensionner le déversoir.

On peut admettre, au débit amont maximal, 20 à 40% d'augmentation du débit aval par rapport au débit de référence [Hager, 1999].

L'évaluation de la performance hydraulique des déversoirs latéraux se fait à partir de la courbe de fonctionnement définie précédemment dont les axes ont été adimensionnalisés. Ainsi, les débits aval conservés et amont ont été rapportés au débit de référence de l'ouvrage en test. (Représentation graphique de  $Q_{\text{aval conservé}}/Q_{\text{référence}}$  en fonction de  $Q_{\text{amont}}/Q_{\text{référence}}$  comme proposé en Figure 71).

Reprenant les principes de dimensionnement abordés ci-dessus, on reporte sur la Figure 71 en ordonnées les valeurs de 100, 120 et 140% du rapport  $Q_{\text{aval conservé}}/Q_{\text{référence}}$ . Les abscisses de ces trois valeurs correspondant à la courbe de fonctionnement réelle sont alors notées  $Q_{0\%}$ ,  $Q_{20\%}$  et  $Q_{40\%}$  et correspondent donc aux rapports  $Q_{\text{amont}}/Q_{\text{référence}}$ .



**Figure 71 : Courbe de fonctionnement adimensionnalisée d'un déversoir d'orage**

A l'aide de ces notations, trois zones de fonctionnement ont alors été définies :

- si  $Q_{0\%} \leq \frac{Q_{\text{max amont}}}{Q_{\text{Référence}}} \leq Q_{20\%}$  : fonctionnement optimal
- si  $Q_{20\%} \leq \frac{Q_{\text{max amont}}}{Q_{\text{Référence}}} \leq Q_{40\%}$  : fonctionnement satisfaisant
- si  $Q_{40\%} \leq \frac{Q_{\text{max amont}}}{Q_{\text{Référence}}}$  : mauvais fonctionnement

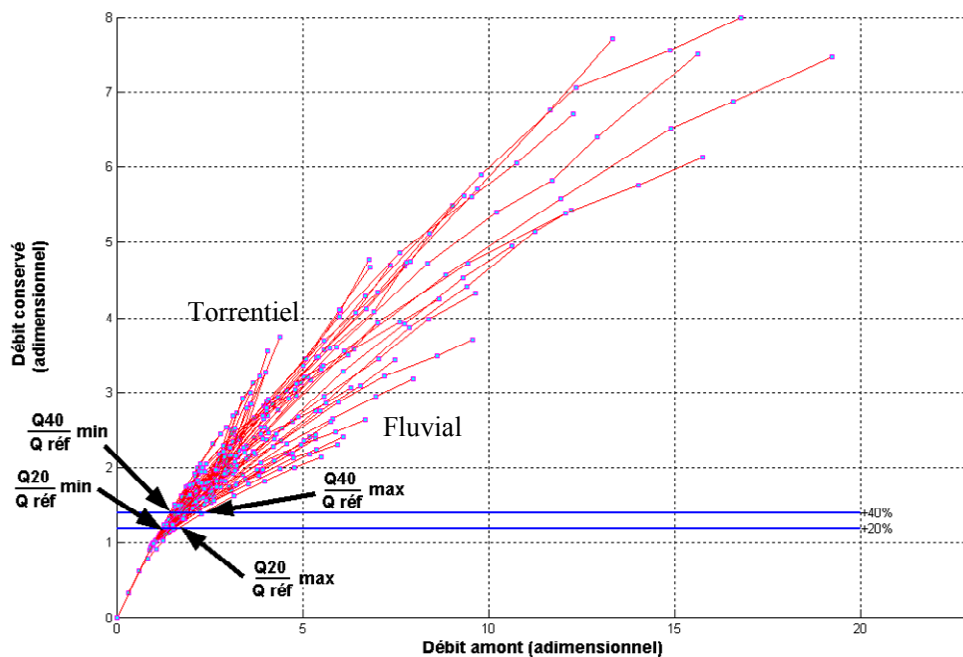
Partant de l'hypothèse que les pentes et les hauteurs de crêtes sont le plus souvent imposées par la topographie du site ou fixées par le concepteur après choix du débit de référence, les différents éléments qui vont être étudiés dans la suite du document sont : la longueur de crête, le nombre de crêtes (une ou deux crêtes déversantes), l'entonnement du déversoir et la présence d'une vanne à l'aval.

## 2. Evaluation de la performance des différents déversoirs d'orage

### 2.1. Déversoirs sans entonnement ( $D_{\text{aval}}=D_{\text{amont}}$ ) et à seuil bas (Hauteur crête < $D_{\text{aval}}$ ).

La Figure 72 représente l'ensemble des mesures effectuées sur tous les déversoirs sans entonnement et à seuil bas. Ces résultats permettent de proposer quelques commentaires :

- la totalité des cas étudiés peuvent être qualifiés d'ouvrages ayant un mauvais fonctionnement hydraulique, puisque le débit amont maximal est très proche du débit de référence :  $1.0 \leq Q_{20\%} \leq 2.0$  et  $1.5 \leq Q_{40\%} \leq 2.5$
- bien que la ligne d'eau dans le déversoir puisse être différente lors d'un fonctionnement en fluvial ou en torrentiel et ayant un ressaut hydraulique, la forme générale des courbes de fonctionnement est faiblement modifiée en fonction des conditions hydrauliques, bien que l'on ait une préférence pour l'écoulement fluvial. En conséquence, les pentes des conduites amont et aval ne jouent pas un rôle considérable au niveau de la performance hydraulique en terme de débit et donc de volume déversé par rapport aux critères définis précédemment,
- néanmoins, si ces ouvrages sont délicats à instrumenter par des techniques de mesure de hauteur d'eau au droit du seuil (due à la variation importante de la ligne d'eau), il semble qu'une mesure du débit en amont de l'ouvrage, transformée via une modélisation simplifiée de la courbe de fonctionnement puisse donner des résultats intéressants en terme de volume déversé.



**Figure 72 : Ensemble des déversoirs sans entonnement**

De manière plus spécifique, la Figure 73 présente les valeurs de  $Q_{20\%}$  et  $Q_{40\%}$  maximales pour les cas testés.

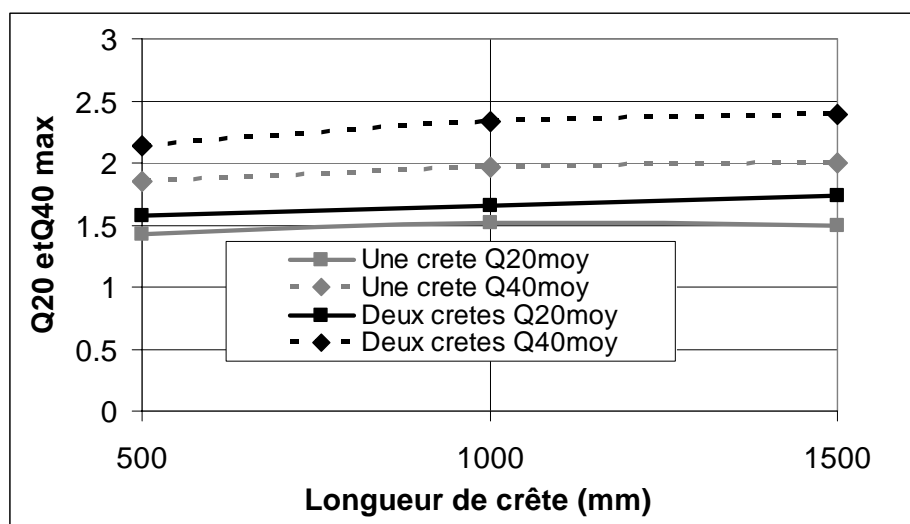


Figure 73 : Résultats pour les déversoirs à crête basse sans entonnement

Ces résultats permettent de proposer quelques commentaires :

- pour les ouvrages à une crête déversante, l'effet de la longueur du seuil n'est pas sensible. En effet, dans le cas d'un doublement et d'un triplement de la longueur du seuil, les valeurs caractéristiques  $Q_{20\%}$  et  $Q_{40\%}$  augmentent au maximum de 10%. Ce résultat s'explique par le fait que la ligne d'eau n'est pas constante le long du seuil et que l'apparition d'un ressaut hydraulique ne favorise pas le déversement. En conséquence, l'allongement de la crête ne contribue pas à augmenter proportionnellement le débit déversé.
- pour les ouvrages à deux crêtes déversantes, ce qui a pour but d'augmenter artificiellement la longueur du seuil, les remarques précédentes sont également vérifiées. En conséquence, les déversoirs à crête double, qui sont le plus souvent suspendus, et donc plus difficiles à réaliser que les déversoirs à une crête en terme de génie civil, ne sont pas justifiés du point de vue de la performance hydraulique.

Globalement, un déversoir à crête basse sans entonnement, indépendamment des autres paramètres, atteint très rapidement les limites de  $Q_{20\%}$  et  $Q_{40\%}$ . Ces ouvrages risquent, par conséquent, d'être peu performants en terme d'hydraulique dès que l'on atteint des débits importants à l'amont.

## 2.2. Déversoirs avec entonnement (Rapport $D_{\text{aval}}/D_{\text{amont}}$ et Longueur/ $D_{\text{amont}}$ )

La Figure 74 représente l'ensemble des mesures effectuées.

Ces résultats permettent de proposer quelques commentaires :

- quels que soient les régimes hydrauliques (induits par les pentes amont et aval), l'entonnement joue un rôle considérable vis-à-vis des performances hydrauliques de l'ouvrage. Ce résultat s'explique par la diminution de la largeur de la section du déversoir qui contribue à élever le tirant d'eau et donc à favoriser le déversement à partir du débit de référence malgré l'apparition d'un ressaut hydraulique.
- toutefois, cet entonnement seul ne peut pas suffire à garantir une courbe de fonctionnement performante, puisque, par exemple, pour un angle de  $10^\circ$ , le débit aval conservé atteint 140% du débit de référence pour un débit amont de 5 fois le débit de référence ( $Q_{40\%}$ ).

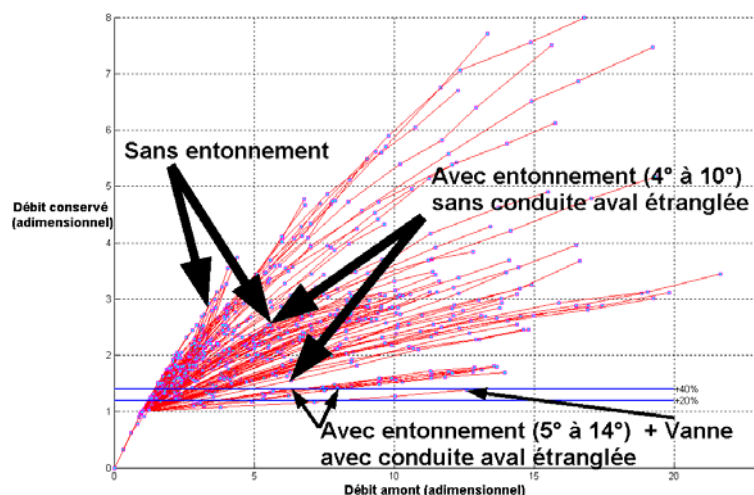


Figure 74 : Courbes de fonctionnement de l'ensemble des résultats expérimentaux

De manière plus spécifique, la Figure 75 présente les valeurs de  $Q_{20\%}$  et  $Q_{40\%}$  maximales des cas testés à **seuils bas**.

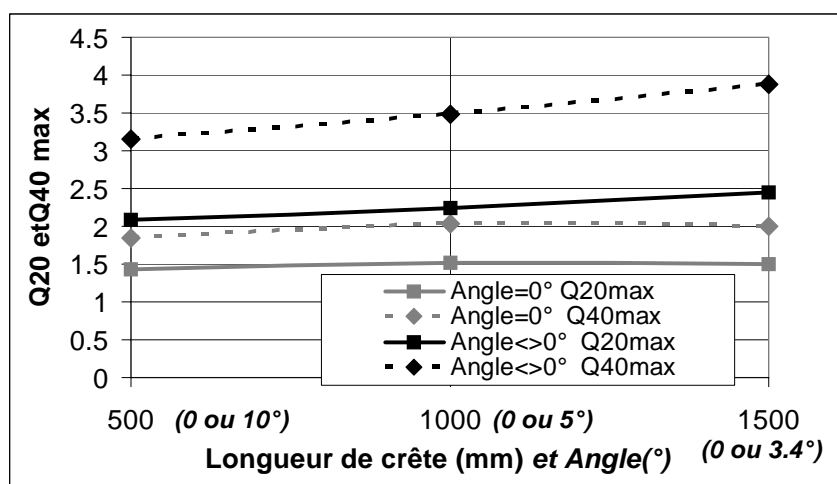


Figure 75 : Résultats pour les déversoirs à crête basse avec et sans entonnement

Ces résultats permettent de proposer quelques commentaires :

- l'effet de l'entonnement est confirmé puisque pour une même longueur de crête, un angle d'entonnement permet de rapprocher le  $Q_{20\%}$  du  $Q_{40\%}$  sans entonnement,
- l'effet de la longueur du seuil a une influence sur l'angle d'entonnement. En conséquence, et compte tenu des contraintes liées au génie civil, il semble préférable de créer un déversoir court avec entonnement qu'un déversoir long avec peu d'entonnement.

Concernant les ouvrages à **seuils hauts**, les valeurs  $Q_{20\%}$  et  $Q_{40\%}$  maximales des cas testés sont présentées en Figure 76.

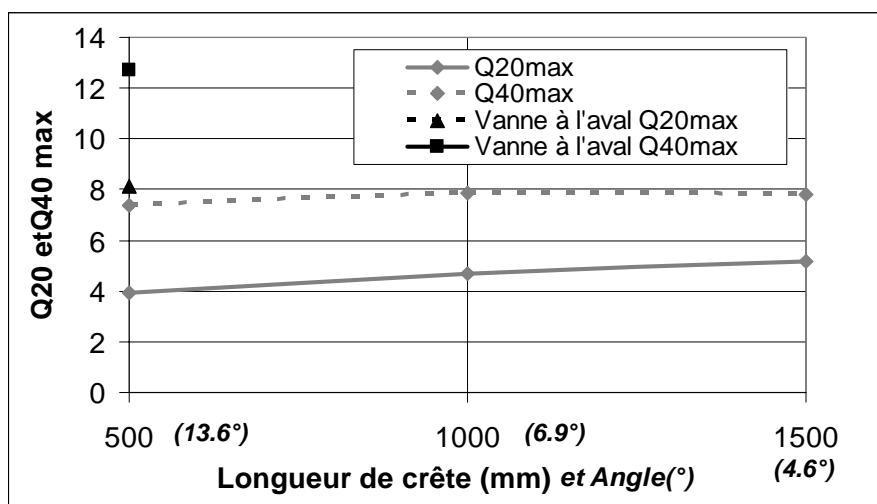


Figure 76 : Résultats pour les déversoirs à crête haute et présence d'une vanne

Ces résultats permettent de proposer quelques commentaires :

- les commentaires proposés au sujet de l'entonnement et de la longueur de crête dans le cas des seuils bas restent valables dans le cas des seuils doubles et hauts,
- les seuils hauts permettent d'obtenir des valeurs de  $Q_{20\%}$  et  $Q_{40\%}$  plus élevées que pour le seuil bas. Ce résultat s'explique car le seuil haut conduit à une mise en charge de la conduite aval et donc élève la ligne d'eau par rapport à la crête du déversoir et donc augmente le débit déversé.
- de même, la mise en place d'une vanne à l'aval du déversoir va simuler un « frein » hydraulique qui augmente encore plus le débit déversé.

### 2.3. Conclusion

Cette partie s'est principalement intéressée aux performances hydrauliques des déversoirs d'orage latéraux. Nous avons vu que la courbe de fonctionnement est un outil permettant de caractériser le comportement hydraulique de ces ouvrages autant dans le cas d'un dimensionnement que d'un diagnostic.

Par rapport à la base de données constituée des essais en laboratoire sur le pilote d'Obernai, nous pouvons affirmer que :

- les déversoirs à crête basse sans entonnement ont un fonctionnement hydraulique médiocre,
- le fait d'avoir deux crêtes déversantes et/ou d'allonger cette crête n'améliore pas de façon significative le fonctionnement hydraulique de l'ouvrage,
- l'entonnement a un rôle considérable dans le bon fonctionnement de l'ouvrage. Cela revient à réaliser des déversoirs courts avec obligatoirement un changement de sections entre l'amont et l'aval de l'ouvrage,
- une vanne à l'aval de l'ouvrage permet d'améliorer le comportement hydraulique du déversoir.

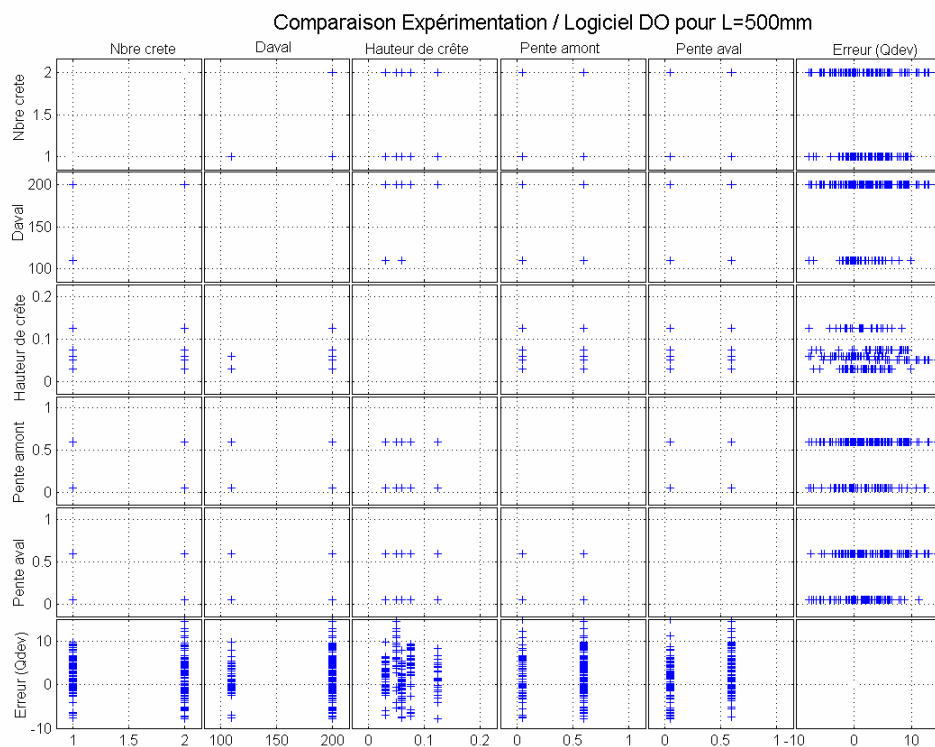
## Chapitre 4 : Validation du logiciel CalDO

L'objectif de cette partie est de valider le logiciel CalDO qui a été présenté dans la partie IV chapitre II.

Le tableau suivant (Figure 77) représente les 186 déversoirs dont la longueur de crête est de 500mm. Les pourcentages d'erreur correspondent au calcul suivant :

$$\text{Erreur} = \left( \frac{Q_{\text{Déversé mesuré}} - Q_{\text{Déversé calculé}}}{Q_{\text{amont mesuré}}} \right) \cdot 100$$

Les résultats obtenus sont à pondérer car les mesures expérimentales ont une marge d'erreur de plus ou moins 5%.



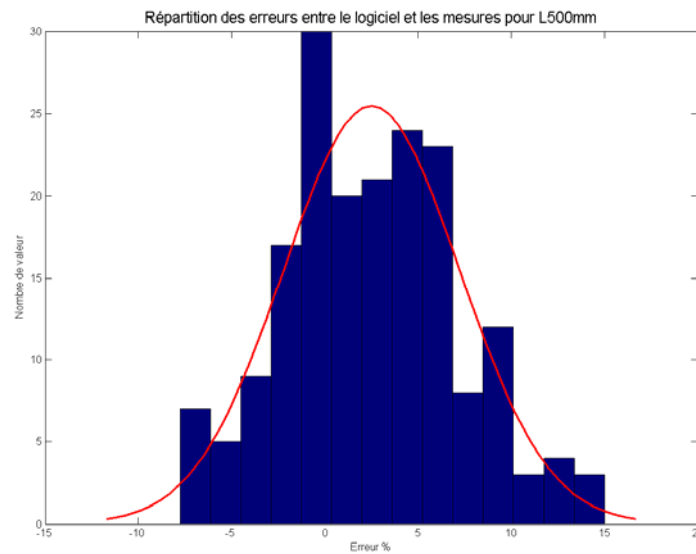
Les pentes sont exprimées en ‰

**Figure 77 : Comparaison expérimentation / logiciel Déversoir pour L=500 mm**

De façon générale le pourcentage d'erreur varie de -10 à 13%. Les crêtes simples présentent une variation du pourcentage d'erreur comprise entre -2 et 8%, pour les crêtes doubles, ce paramètre évolue entre -5 et 7 %. Le second paramètre pris en compte est l'influence du diamètre aval. Pour le DN 110 l'erreur se situe entre -2 et 5%, tandis que pour le DN 200 elle est comprise entre -3 et 10%. La pente amont prend successivement les valeurs de 0,05% et 0.6%. Pour la première l'erreur est comprise entre -3 et 5%. La seconde, elle, a un pourcentage d'erreur variant entre -2 et 10%. Le dernier paramètre étudié est la pente aval. On retrouve les mêmes valeurs de pente. Leur pourcentage d'erreur varie entre -2 et 6 % pour une pente de 0.05% et entre -3 et 10% pour une pente de 0.6%.



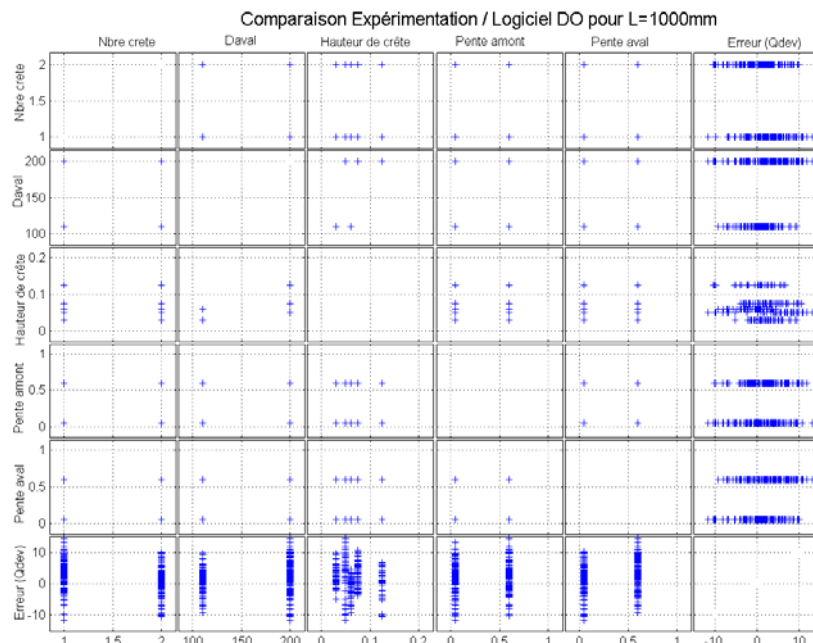
De plus, le pourcentage d'erreur sur le débit déversé augmente avec le débit amont. L'augmentation de l'erreur tend vers des valeurs positives d'où une augmentation de la surestimation avec le débit amont.



**Figure 78 : Répartition des erreurs entre le logiciel et les mesures pour L=500 mm**

Cet histogramme (Figure 78) nous montre que la répartition du nombre d'erreurs est très proche de la courbe de la loi normale de Gauss, en étant toutefois légèrement décalée vers le positif. Cela nous indique que l'erreur est aléatoire donc très proche des mesures expérimentales. De ce fait, le logiciel ne peut pas se rapprocher davantage de la réalité.

Le tableau (Figure 79) suivant représente les 224 déversoirs dont la longueur de crête est de 1000mm



Les pentes sont exprimées en 0/00

**Figure 79 : Comparaison expérimentation / logiciel Déversoir pour L=1000 mm**

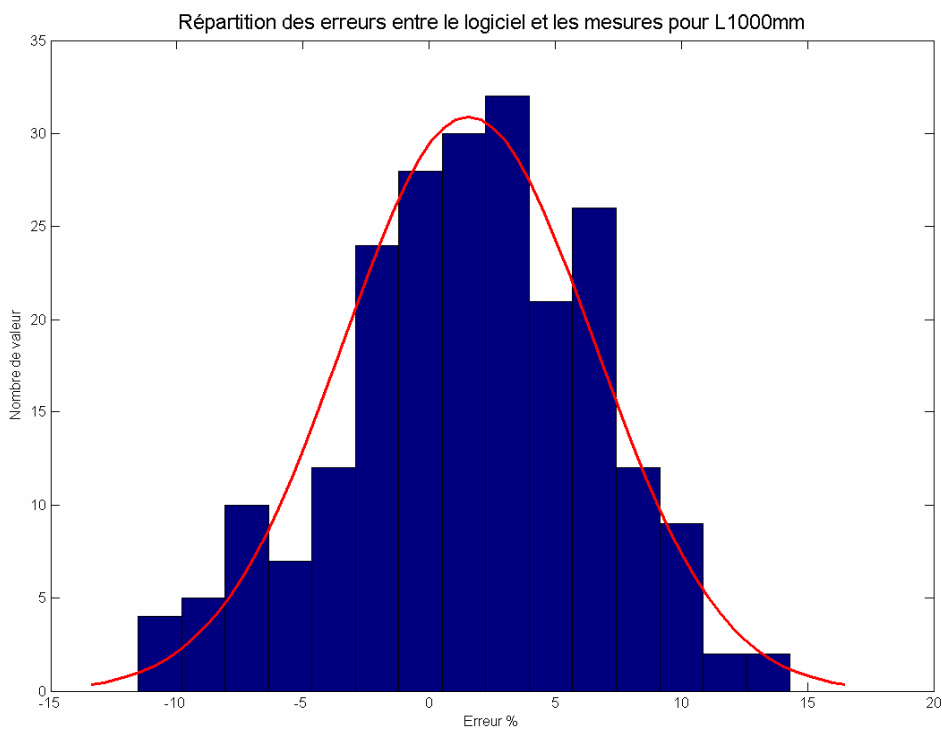
Globalement le pourcentage d'erreur est compris entre -12 et 13%. Pour les crêtes simples, il est compris entre -2 et 10% et -2 et 5% pour les crêtes doubles. Pour un DN 110 le pourcentage d'erreur va plus particulièrement de -1 à 5%. En ce qui concerne le DN 200, il varie de -3 à 9%. Le pourcentage d'erreur du à la hauteur de crête varie globalement de -10 à 10%.

Les variations sur le pourcentage d'erreur engendrées par la pente amont sont de 0 à 10% pour une pente de 0,05% et de -4 à 6% pour une pente de 0,6%.

Pour une pente aval de 0,05% l'erreur est plus particulièrement concentrée entre -3 et 5%. Pour une pente de 0,6% cet écart va de -3 à 10%.

On peut noter que le pourcentage d'erreur sur le débit déversé augmente avec le débit amont tout en restant inférieur à 15 %. Ainsi plus le débit amont augmente plus le résultat sur le débit déversé perd de son exactitude.

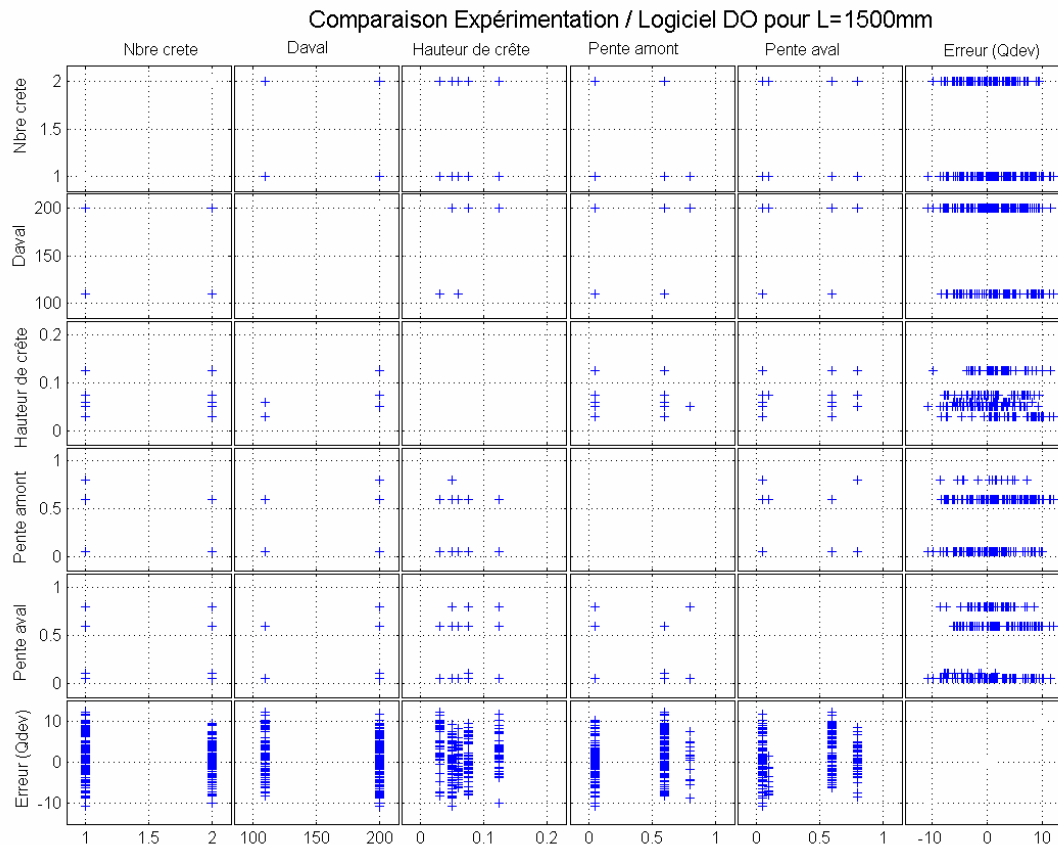
Le logiciel CalDO a une légère tendance à surestimer le débit déversé par rapport aux mesures expérimentales pour cette longueur de crête.



**Figure 80 : Répartition des erreurs entre le logiciel et les mesures pour L=1000 mm**

Pour cette longueur de crête on a une répartition aléatoire des erreurs puisqu'elles suivent la courbe de la loi Normale de Gauss (Figure 80). Pour ces mesures le logiciel a donc calculé des débits déversés très proches des valeurs obtenues expérimentalement.

Ce tableau (Figure 81) représente les 246 déversoirs dont la longueur de crête est de 1500mm



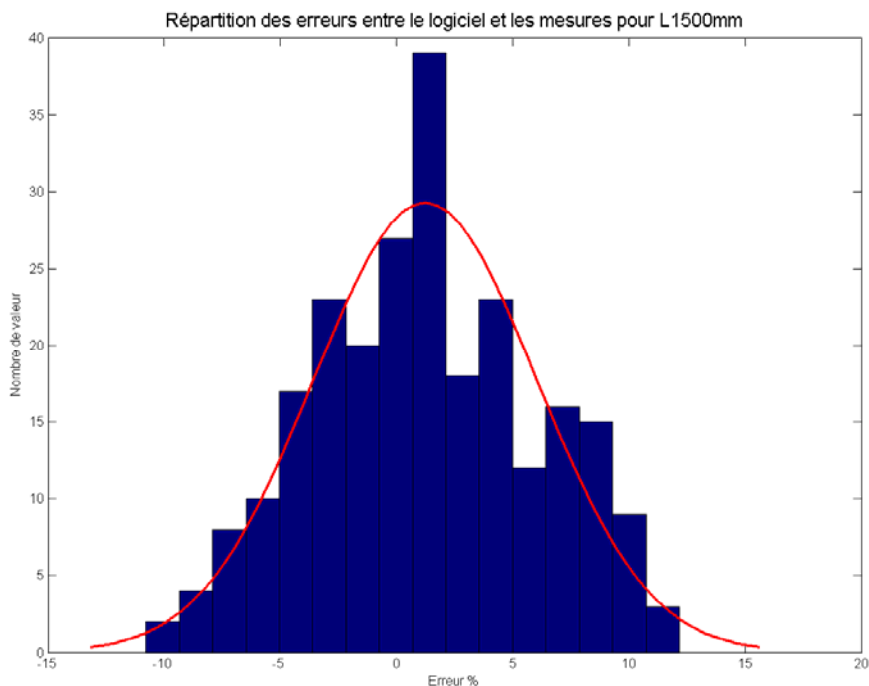
Les pentes sont exprimées en ‰

**Figure 81 : Comparaison expérimentation / logiciel Déversoir pour L=1500 mm**

D'une façon générale on note des variations d'erreur comprises entre -10 à 12%. Le paramètre " crête " varie pour les crêtes simples entre -9 à 10% d'erreur et de -8 à 8% pour les crêtes doubles. Les pourcentages d'erreur des diamètres aval (DN 110 et 200) varient tous deux de -9 à 10%. Toutes les hauteurs de crête ont des variations d'erreur allant de -10 à 10%.

L'erreur concernant les pentes amont varie en fonction de leur nature. Pour une pente de 0,05% on a une variation d'erreur allant de -3 à 3%. La pente de 0,6% fluctue de -2 à 10%. Pour la dernière pente qui est celle de 0,8% l'erreur va de 0 à 1%. Le paramètre pente aval comprend quatre pentes. La première de 0,05% a une erreur qui s'étale de -5 à 5%. La seconde de 0,1% connaît un pourcentage d'erreur variant de -8 à -7%. Puis, pour la pente de 0,6% l'erreur est comprise entre -2 et 10%. Pour finir, la pente de 0,8% engendre une erreur qui varie de -3 à 5%

De même que pour le cas précédent, le logiciel CalDO a une légère tendance à surestimer le débit déversé par rapport aux mesures expérimentales pour cette longueur de crête.



**Figure 82 : Répartition des erreurs entre le logiciel et les mesures pour L=1500 mm**

Il ressort de cet histogramme (Figure 82) les mêmes conclusions que pour les autres longueurs de crête. L'erreur est toujours légèrement excentrée vers les valeurs positives.

On peut conclure de ces trois types de déversoirs que les différences entre les deux débits déversés (expérimental et calculé) sont faibles, le logiciel a une tendance à légèrement surestimer le débit déversé. En effet le pourcentage d'erreur est toujours inférieur à 15% et surtout concentré entre -5 et 5%.

## **ANNEXE 2 : ETUDES SUR SITES REELS (EXPERIMENTATIONS ET APPLICATIONS)**

L'ensemble de ces études témoigne de la volonté des collectivités et des gestionnaires de réseaux d'assainissement de contrôler leurs déversements aux exutoires pour répondre aux exigences de la législation. Pour parvenir à cet objectif, l'information fondamentale est la mesure des débits déversés qui conditionnent les flux et masses de matières polluantes rejetés au milieu naturel. La connaissance de cette information passe avant tout par une bonne connaissance du réseau, de l'ouvrage et de son environnement. On procède ensuite à l'instrumentation raisonnée du site et à la validation des mesures obtenues.

La présentation de l'étude de quelques déversoirs d'orage particuliers montre les applications de la recherche dans le domaine des DO et a pour but de donner des exemples quant à la mise en place de la démarche à suivre pour l'autosurveillance de ces ouvrages.

## **Chapitre 1 : Fontainebleau**

### **1. Choix de Fontainebleau comme site pilote**

Le choix du nouveau site pilote reposait sur les principaux critères suivants :

- un déversoir situé sur un système d'assainissement géré par la Générale des Eaux.
- un déversoir soumis à l'autosurveillance imposée par la réglementation en vigueur (arrêté du 22 décembre 1994 relatif à la surveillance des ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées).
- un site facile d'accès, afin de réduire le temps de trajet et de pouvoir se consacrer pleinement à la maintenance et aux expériences.
- un site "instrumentable", c'est-à-dire apte à accueillir différents matériels, dans des conditions techniques et de sécurité optimales.

Après étude de ces différents critères, le déversoir d'orage situé en entrée de la station d'épuration de Fontainebleau, dans la Seine-et-Marne a été retenu. Ce site présente en effet de nombreux intérêts, tant pour l'exploitant que pour Anjou Recherche :

Pour l'exploitant :

- une meilleure connaissance du fonctionnement de l'ouvrage, par l'acquisition de nombreuses mesures complémentaires.
- la confirmation ou la calibration du matériel déjà mis en place, dans le cadre de l'autosurveillance.
- une aide au dimensionnement d'une nouvelle station d'épuration.

Pour Anjou Recherche :

- un déversoir à seuil latéral, c'est-à-dire le type d'ouvrage le moins bien connu et le plus représenté sur les réseaux, bien représentatif des "gros" déversoirs soumis à l'autosurveillance et pour lesquels devra exister une obligation de moyens (en termes d'instrumentation).
- un site relativement facile à instrumenter (ouvrage à ciel ouvert), facile d'accès, sûr (dans l'enceinte de la station d'épuration), avec des exploitants et des Services Techniques Régionaux disponibles.
- un site pratique pour effectuer des premiers tests d'observation vidéo.
- une configuration d'ouvrage qui permet d'envisager la possibilité d'en faire une reproduction physique (banc d'essais physiques de l'ENGEES) et numérique (modélisation 3D sous FLUENT®).

Nous avons divisé l'étude en plusieurs étapes, permettant chacune de répondre à un objectif particulier :

- Etape 1 : Valider le choix du site et vérifier la précision et la fiabilité des mesures mises en place par l'exploitant.
- Etape 2 : Compléter éventuellement l'instrumentation et le suivi selon les conclusions de l'étape 1.
- Etape 3 : Tester la détection "tout ou rien" des surverses.

- Etape 4 : Tester l'observation vidéo du déversoir et/ou des organes annexes.
- Etape 5 : Réaliser une modélisation 3D du déversoir, afin d'en reproduire le fonctionnement hydraulique.
- Etape 6 : Eventuellement réaliser un pilote à échelle réduite du déversoir, afin d'en reproduire le fonctionnement hydraulique.

## 2. Description du site

Les schémas suivants (Figure 83 et Figure 84) présentent respectivement le schéma simplifié du déversoir et le synoptique des points de mesures et permettent de mieux se représenter les parties de l'ouvrage et leurs abréviations auxquelles nous ferons référence tout au long de cette partie.

Le déversoir d'orage étudié est situé dans l'enceinte de la station d'épuration de Fontainebleau, juste en amont des ouvrages de pré-traitement et au débouché du collecteur principal (unitaire).

C'est un déversoir à seuil latéral, long, et double (les surverses s'effectuent des deux cotés).

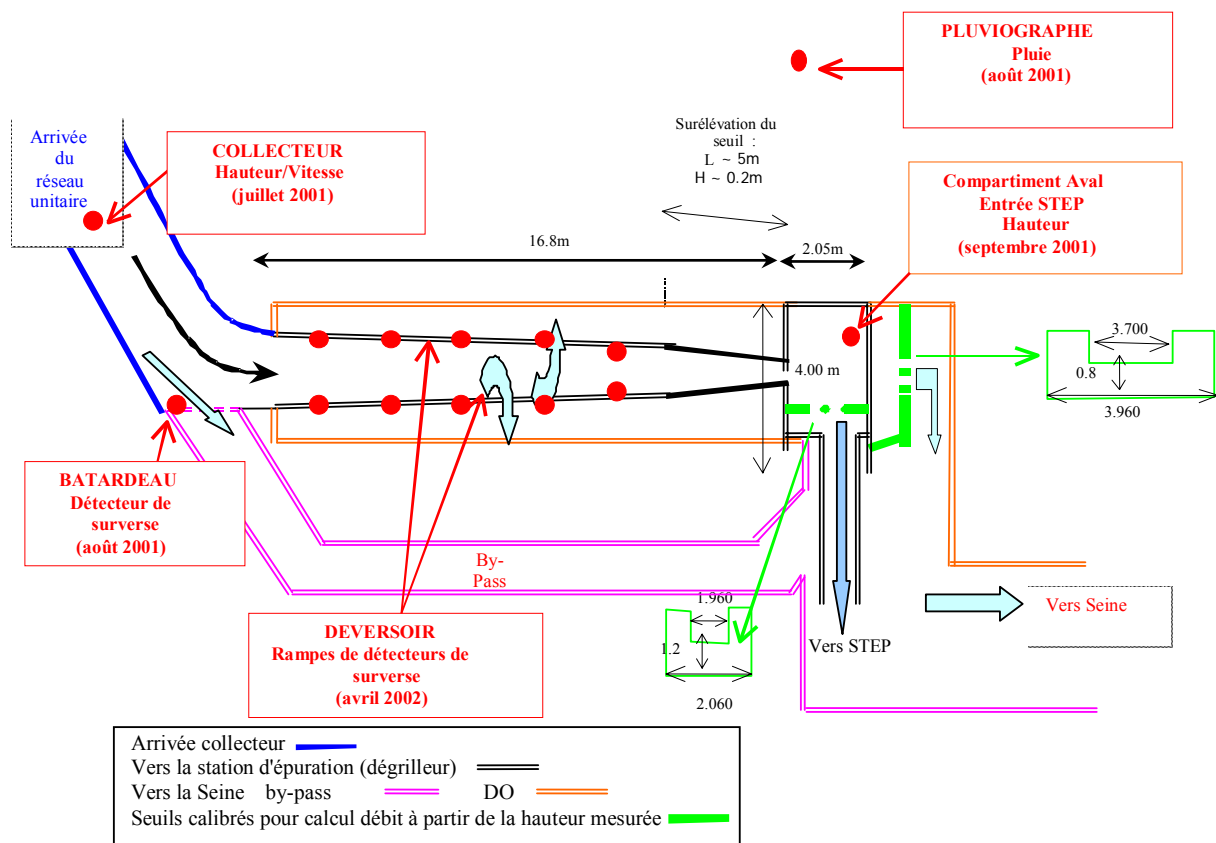
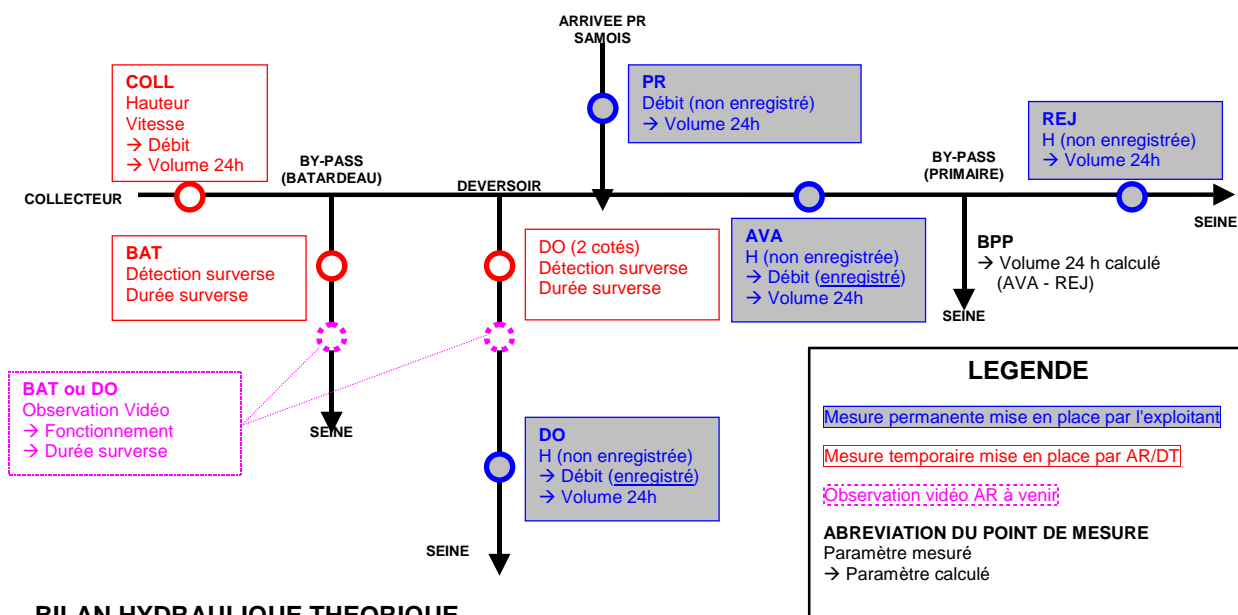


Figure 83 : Installation du matériel sur le déversoir d'orage de Fontainebleau, vue de dessus



**FONTAINEBLEAU - SYNOPTIQUE DES POINTS DE MESURES ET DES PARAMETRES MESURES**



**BILAN HYDRAULIQUE THEORIQUE**

Par temps sec (hors pointe) : COLL + PR = AVA = REJ (BAT=0, DO=0 et BPP=0)  
 En pointe de temps sec : COLL + PR = AVA = BPP + REJ (BAT=0 et DO=0)  
 Par temps de pluie (pluie faible à forte) : COLL - DO + PR = AVA = BPP + REJ (BAT=0)  
 Pour une pluie exceptionnelle : COLL - BAT - DO + PR = AVA = BPP + REJ

Mise à jour : 07/06/02

- COLL : collecteur amont
- BAT : batardeau
- AVA : collecteur aval
- PR : poste de refoulement
- REJ : rejet au milieu naturel
- BPP : by-pass

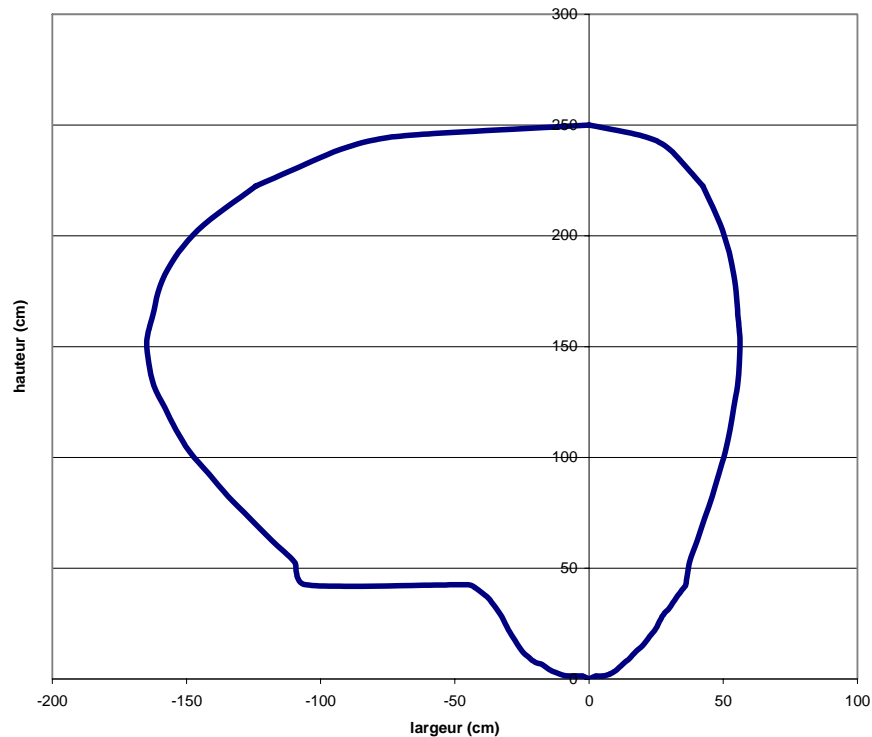
**Figure 84 : Synoptique et bilan hydraulique de la station d'épuration de Fontainebleau**

Le collecteur principal est de section particulière, de type ovoïde non normalisé (hauteur 2,60m, largeur 2,20m), auquel on a rajouté, sur le côté gauche (dans le sens de l'écoulement), une banquette d'environ 50cm de large (Figure 85). La cunette ainsi créée présente une profondeur d'environ 40cm pour une largeur au niveau de la banquette d'environ 80 cm.



**Figure 85 : Collecteur d'apport vu vers l'amont, au niveau du batardeau**

Lors d'une visite sur le terrain, nous avons réalisé le profil (Figure 86) précis du collecteur dans le but de caler le logiciel de mesures avec des informations les plus proches possibles de la réalité. A partir de ce profil, on peut obtenir une relation hauteur/section mouillée la plus fine possible, et estimer au mieux les débits transitant dans le collecteur.



**Figure 86 : Profil du collecteur de Fontainebleau**

La pente de ce collecteur est importante (quelques %), et il convient de noter que ce collecteur principal reçoit, quelques centaines de mètres en amont de la station d'épuration, des effluents provenant d'une station de pompage relevant les eaux d'un deuxième collecteur plus profond (PR).

### **2.1. Fonctionnement par temps sec**

Les effluents circulent dans la cunette du collecteur principal (COLL) et débouchent (Figure 87) dans le chenal de section rectangulaire du déversoir (Figure 88), puis dans un compartiment aval (AVA) qui reçoit également les effluents de Samois, via un poste de relèvement (PR) jouxtant le compartiment aval.

Le chenal du déversoir est l'objet d'un ensablement important notamment sur sa moitié aval, et nécessite un curage fréquent. En effet, on a observé que les sables accumulés arrivaient à certains endroits à 10 ou 20 cm de la surface de l'eau alors que le chenal est profond d'environ 1,50 m.

L'exploitant a installé (durant l'été 2001), à la sortie de ce compartiment aval, un seuil rectangulaire calibré, de largeur 1,86 m, associé à une mesure de hauteur d'eau (par sonde à ultrasons aérienne) dans le compartiment.



**Figure 87 : Débouché du collecteur d'apport dans le chenal du déversoir d'orage**



**Figure 88 : Déversoir d'orage vu vers l'aval**

Ce dispositif (AVA) permet de calculer les débits (donc les volumes) en entrée de station selon une loi hauteur/débit du type  $Q=C.h^{3/2}$ , avec  $Q$  débit,  $h$  hauteur d'eau au-dessus du seuil, et  $C$  constante spécifique au seuil.

La constante  $C$  utilisée par l'exploitant a été calculée à partir d'un unique couple ( $Q$ ,  $h$ ), le seuil ayant été usiné pour qu'un débit de  $1\,000\text{ m}^3/\text{h}$  corresponde à une hauteur d'eau sur le seuil de  $190\text{ mm}$ . En unités S.I.,  $C = 3,35$ .

Cependant, le seuil est trop large et n'est positionné ni de manière strictement frontale, ni de manière strictement latérale, ce qui rend la loi  $Q = f(H)$  peu fiable et d'autant plus lorsqu'on se trouve en temps de pluie.

A l'aval immédiat du seuil, les effluents s'engouffrent dans une vanne à fermeture manuelle (toujours ouverte sauf intervention d'urgence sur le dégrilleur), traversent le dégrilleur (Figure 89) pour aboutir dans le dessableur (Figure 90).



**Figure 89 : Dégrilleur**



**Figure 90 : Dessableur**

Lorsque le débit d'apport augmente, même légèrement (pointes de temps sec, petites pluies), la vanne manuelle se met en charge et le plan d'eau à l'amont de la vanne, donc à l'aval du seuil calibré, monte jusqu'à atteindre puis dépasser le niveau du seuil. Ce phénomène, facilement observable en simulant une augmentation de débit par une légère fermeture de la vanne manuelle, est très fréquent et surtout très perturbant, car il fausse la mesure de hauteur en entrée de station. En effet, lorsque ce phénomène se produit, le seuil est noyé et la hauteur mesurée, très élevée, induit des débits et des volumes surestimés en entrée de station.

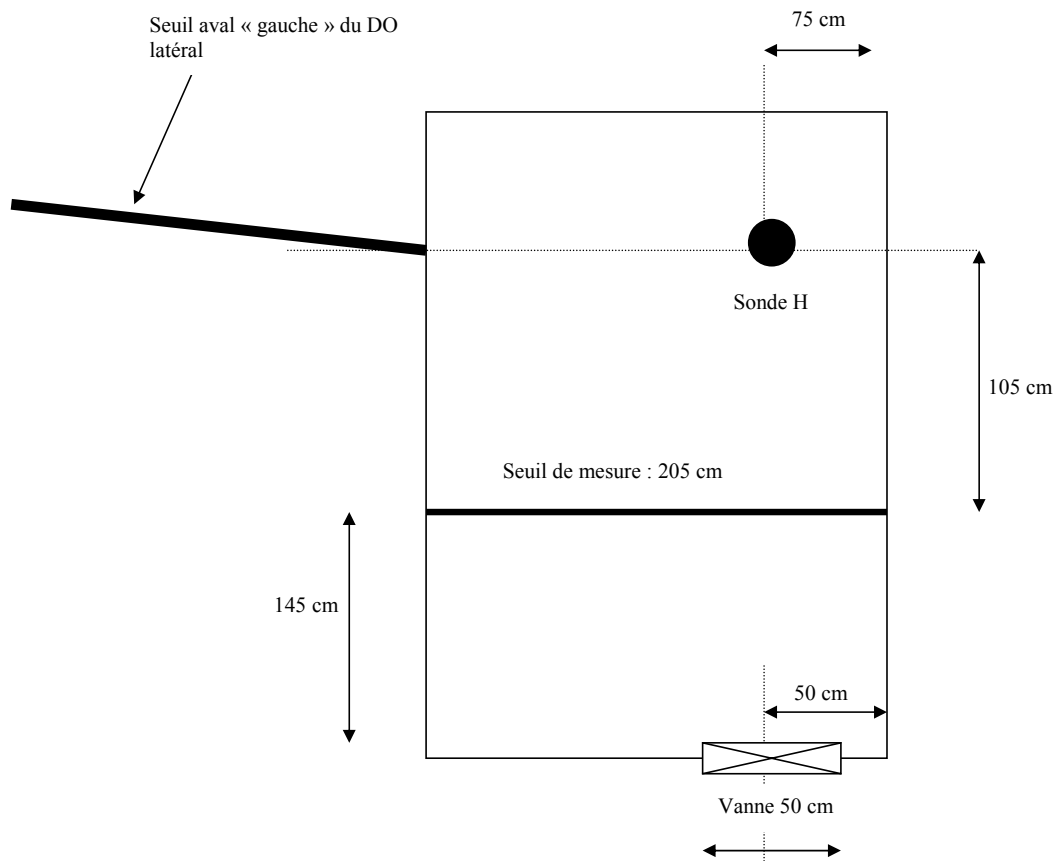


Figure 91 : Schéma du seuil et de la vanne en vue dessus

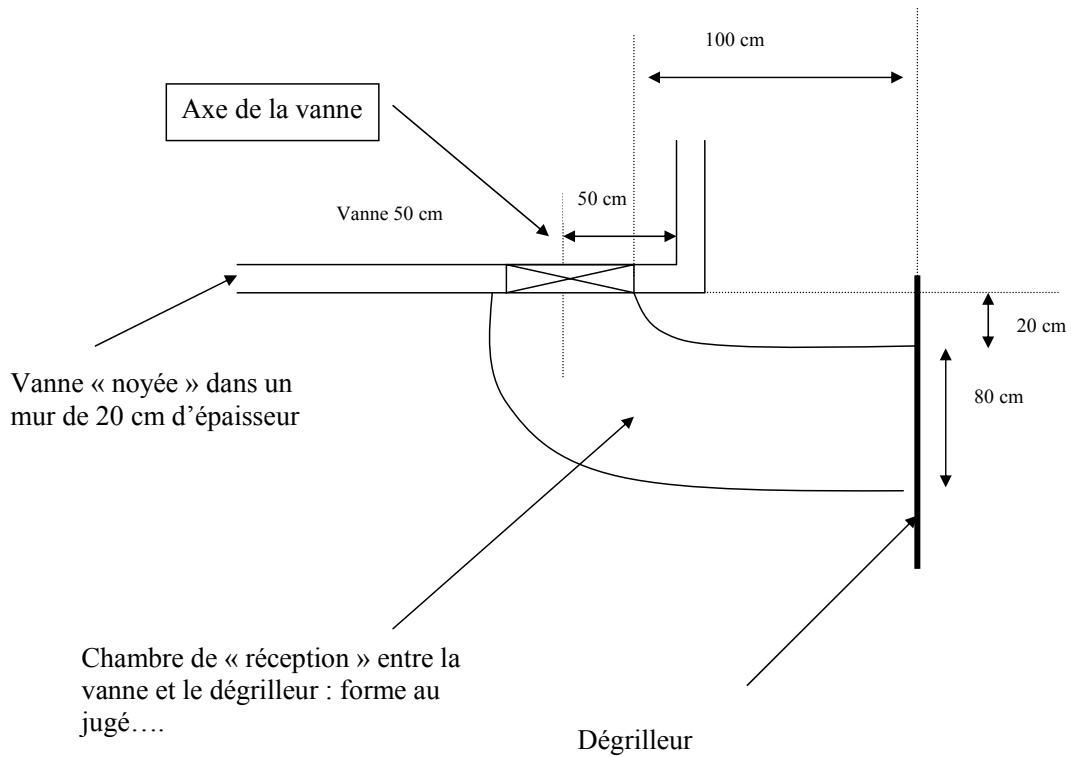
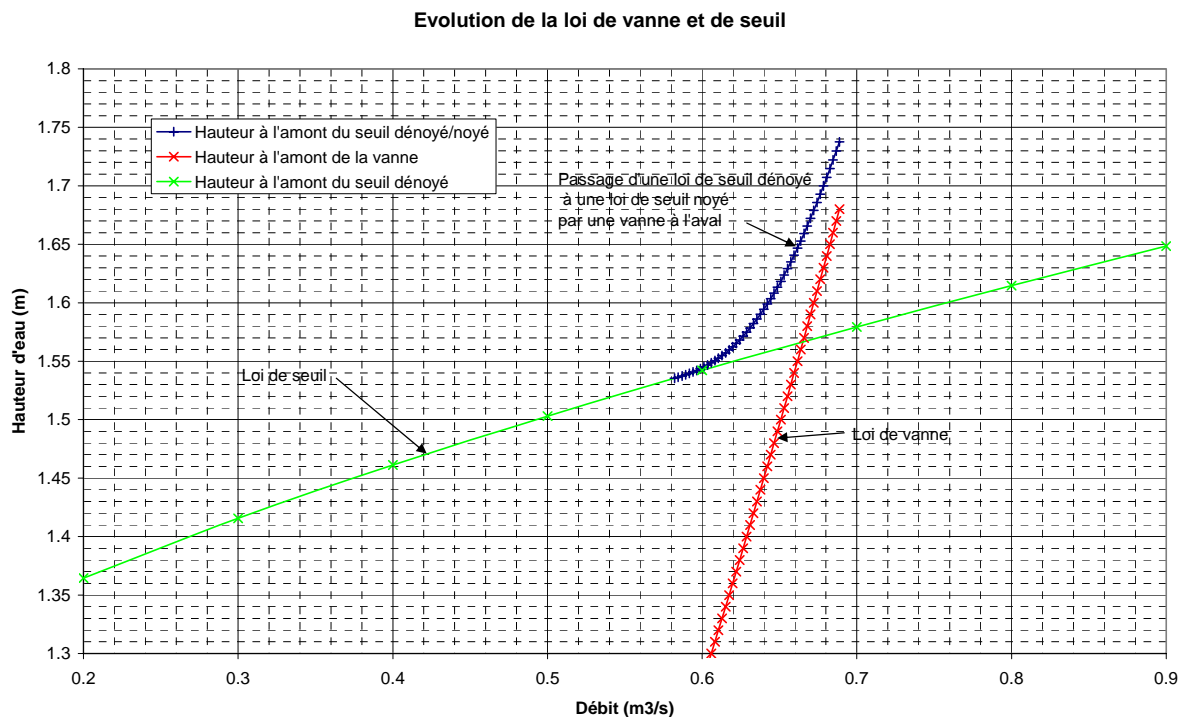


Figure 92 : Détail de la vanne



**Figure 93 : Passage d'une loi de seuil dénoyé à une loi de seuil noyé**

On remarque que pour les dimensions du seuil et de la vanne à l'aval du déversoir, au-delà d'un débit de 600 l/s, on a une brusque élévation de la ligne d'eau correspondant au seuil noyé.

Les effluents sont également comptabilisés en sortie de station d'épuration (REJ), par deux mesures distinctes de débit (2 files avec chacune un seuil calibré et une sonde de hauteur). Les seuils, placés chacun au bout d'un chenal, ont des dimensions homogènes et leurs lois  $Q=f(H)$  paraissent satisfaisantes au vu de la corrélation entre les résultats de débit calculés par l'automate et des calculs théoriques effectués avec des formules de la bibliographie. On estime les volumes calculés fiables à  $\pm 10\%$ .

L'ensemble des mesures AVA (entrée station) et REJ (sortie station) permettent à l'exploitant, par soustraction, d'estimer les volumes rejetés au niveau du by-pass situé en sortie du décanteur primaire (BPP). Ce by-pass, difficilement instrumentable, rejoint la Seine et semble fonctionner quotidiennement (pointes de temps sec, petites pluies).

Le bilan hydraulique s'établit donc, par temps sec, de la manière suivante :

$$\text{COLL} + \text{PR} = \text{AVA} = \text{BPP} + \text{REJ}.$$

## 2.2. Fonctionnement par temps de pluie

Une partie des effluents suit le parcours "temps sec" décrit ci-dessus, l'autre partie étant déversée, soit au niveau du déversoir d'orage (Figure 94), soit au niveau du batardeau (BAT) situé dans un coude du collecteur principal, quelques mètres en amont du déversoir (DO).



**Figure 94 : Déversement au niveau du seuil du DO.**



**Figure 95 : Accès au batardeau et au collecteur d'apport.**

Les eaux déversées par le batardeau empruntent une tranchée bétonnée (Figure 95) qui, rejoignant une fosse reliée à la Seine, constitue un by-pass de protection en cas de mise en chômage du déversoir (curage, réparations, ...). La hauteur du seuil du batardeau peut être modifiée en ajoutant ou en retirant des poutrelles en bois guidées par deux rails. Au début de l'étude, en juillet 2001, le batardeau ne comportait aucune poutrelle "d'obturation" et de très nombreux déversements étaient observés. Fin novembre 2001, l'exploitant a remis en place 3 poutrelles (Figure 96), ce qui a eu pour effet de surélever le seuil de 48 cm et de rendre exceptionnelles (au moins jusqu'à présent) les surverses au niveau du batardeau.



**Figure 96 : Surélévation du seuil du batardeau à l'aide de planches**

Quelques mètres à l'aval du batardeau, les eaux déversées au niveau du déversoir d'orage tombent dans un compartiment situé sous celui-ci.

L'exploitant a installé, à la sortie de ce compartiment, un seuil rectangulaire calibré, de largeur 3,07 m, associé à une mesure de hauteur d'eau (par ultrasons) dans le compartiment (même principe que pour l'entrée station). Ce dispositif (DO) permet de calculer les débits (donc les volumes) déversés, selon une loi hauteur/débit du type  $Q=C.h^{3/2}$ , avec Q débit, h hauteur d'eau au dessus du seuil et C constante spécifique au seuil.

La constante C utilisée par l'exploitant a été calculée à partir d'un unique couple (Q, h), le seuil ayant été usiné pour qu'un débit de 1 000 m<sup>3</sup>/h corresponde à une hauteur d'eau sur le seuil de 122,5 mm. En unités S.I., C = 6,47.

A l'aval du seuil, les effluents déversés rejoignent la fosse reliée à la Seine.

Par temps de pluie "normal", le bilan hydraulique théorique est le suivant :

$$\text{COLL} - \text{DO} + \text{PR} = \text{AVA} = \text{BPP} + \text{REJ} \text{ (car BAT=0)}$$

En revanche, pour une pluie exceptionnelle, le bilan hydraulique théorique devient :

$$\text{COLL} - \text{BAT} - \text{DO} + \text{PR} = \text{AVA} = \text{BPP} + \text{REJ}.$$

### **3. Matériel mis en place pour l'étude**

Une part importante de l'étude consiste à installer divers équipements de mesure, afin de répondre aux objectifs des différentes étapes prévues. Ainsi, nous allons voir l'ensemble des dispositions prises pour compléter et vérifier la précision des mesures déjà en place, tester la détection de surverse (déversoir principal et batardeau) et étudier la possibilité de filmer par vidéo le fonctionnement du déversoir.

#### **3.1. Instrumentation "classique"**

##### *3.1.1. Pluviographe (PLU)*

La station d'épuration possède un pluviomètre (relevé tous les jours à 9h00) qui permet de connaître la hauteur d'eau précipitée sur 24 heures. Afin de compléter ces données, Anjou Recherche et la DT ont installé un pluviographe en août 2001, à coté du pluviomètre de l'exploitant. Le but de cette installation est de connaître la pluviographie de la zone, à un pas de temps fin (la minute), afin de pouvoir expliquer les augmentations de débit mesuré dans le collecteur.

Le pluviographe est réglé et équilibré par un niveau à bulle intégré, et le mécanisme de basculement des augets (battements tous les 0,2 mm), testé avec succès, font de cet appareil un équipement précis et fiable (Figure 97). Le pluviographe est raccordé à un boîtier d'acquisition de données qui possède une alimentation autonome et une mémoire de plusieurs mois.





**Figure 97 : Pluviographe sur la STEP de Fontainebleau**

### *3.1.2. Débitmètre collecteur (COLL)*

Le premier matériel installé par Anjou Recherche et la DT est un équipement de mesures "hauteur/vitesse" permettant de connaître le débit amont QCOLL de manière continue (installation en juillet 2001).

Couplée avec les mesures d'autosurveillance mises en place par l'exploitant, en entrée de station et sur les déversements du déversoir principal (QAVA et QDEV), cette instrumentation dans le collecteur d'apport doit donc permettre de calibrer le seuil AVA lorsqu'il n'y a aucun déversement (QDEV=0), puis, ensuite, de calibrer la mesure du débit déversé (DO) en comparant ses valeurs avec la différence QCOLL-QAVA.

Le matériel est installé dans le collecteur d'arrivée, quelques mètres à l'amont du coude du batardeau. Il se compose d'un débitmètre de marque HYDREKA comprenant une sonde de mesure de hauteur par pression (piézomètre), d'une sonde de mesure de vitesse Doppler, d'un boîtier d'acquisition et de contrôle MAINSTREAM III, et d'une batterie d'alimentation externe (Figure 98).

Les deux sondes sont fixées sur une platine, elle-même fixée sur un cerclage de manière à ce que la platine se trouve posée sur le radier dans le sens d'écoulement de l'effluent. Le cerclage, perpendiculaire au sens de l'écoulement, épouse la forme du fond du collecteur de manière à réduire les aspérités et à éviter les risques d'accrochage de flottants. Il est fixé à 8 m environ en amont du coude, et les câbles sont fixés à la paroi du collecteur depuis le cerclage et jusqu'au regard situé dans le collecteur.

Les données sont enregistrées et peuvent être déchargées sur un ordinateur portable grâce au logiciel de paramétrage et de déchargement fourni par HYDREKA (WINFLUID).

Le matériel est paramétré pour une loi hauteur/surface mouillée issue de relevés effectués sur le site et le débitmètre programmé pour enregistrer les données (hauteur, vitesse, débit) toutes les minutes. La mémoire permet une autonomie d'environ quarante jours et la batterie assure une autonomie de plus de deux mois.

La fréquence de visite sur le terrain est donc imposée par l'autonomie du système et le besoin d'entretien du matériel (nettoyage des sondes).



**Figure 98 : Matériel d'enregistrement, d'alimentation et de décharge des données**

### 3.1.3. Sonde de hauteur en aval du DO (AVA)

Une instrumentation par une sonde de hauteur à ultrasons (Figure 99) associée à un enregistreur a été installée au niveau du compartiment aval du déversoir d'orage (AVA), pour doubler la sonde mise en place par l'exploitant.

Comparées sur plusieurs mois, les mesures de hauteurs d'eau de la sonde AR/DT et de la sonde de CGE ont été identiques. Il était inutile de continuer à doubler la mesure de l'exploitant, considérée comme correcte. Nous l'avons vu, le manque de fiabilité des mesures de débit en entrée de station ne provient pas d'un défaut de mesure de hauteur, mais de la mauvaise configuration du seuil. La sonde de hauteur AR/DT a donc été démontée en avril 2002.



**Figure 99 : Sonde de hauteur à ultrasons**

### 3.1.4. Enregistreur sur débitmètre PR Samoï (PR)

Anjou Recherche et la DT ont procédé à l'installation d'un petit enregistreur du même type que celui du pluviographe sur l'automate de contrôle du débitmètre électromagnétique à l'arrivée du poste de relèvement des effluents de Samoï (en janvier 2002). Le PR utilise 2 pompes en alternance, l'une de 22 l/s et l'autre de 24 l/s. L'enregistreur a été programmé pour enregistrer le débit ( $m^3/h$ ) sortant du PR et arrivant dans le compartiment aval, au pas de temps de 5 minutes.

Cependant, ce matériel a été démonté en mars 2002 car, après plusieurs essais infructueux et un remplacement de l'enregistreur, aucune donnée n'a pu être enregistrée de manière exploitable sur une période suffisamment longue (on suppose un problème de signal).

Cet échec est gênant car il nous empêche pour l'instant d'établir des bilans précis en débit, puisque, dans l'équation  $COLL - DO + PR = AVA = BPP + REJ$ , il manque PR (et BPP bien sûr). A noter toutefois que le même bilan est possible en volumes 24 heures, puisque l'exploitant totalise ces volumes pour DO, PR, AVA et REJ, et que l'on peut les calculer pour COLL.

### **3.2. Détection "tout ou rien" des surverses**

#### *3.2.1. Pourquoi des détections de surverse ?*

##### a. Avantages pratiques

Le matériel de détection de surverse testé est un matériel simple d'utilisation et d'installation, d'un prix très accessible. Bien qu'il ne permette aucune quantification de débits ou volumes déversés, il donne des informations précises sur les périodes et les durées de déversement.

##### b. Réponse à la réglementation

La détection de surverse peut permettre de répondre aux exigences de la réglementation en matière d'autosurveillance. En effet, l'arrêté du 22 décembre 1994 relatif à la surveillance des ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées impose de façon très précise à la collectivité les actions à mettre en œuvre pour assurer le contrôle du respect de ses obligations réglementaires, comme en témoigne l'article 4 de l'annexe II :

"L'exploitant réalise la surveillance des rejets des déversoirs d'orage et dérivations éventuelles situés sur un tronçon destiné à collecter une charge brute de pollution organique par temps sec supérieure à 600 kg par jour. Il réalise sur ces installations la mesure en continu du débit et estime la charge polluante (MES, DCO) déversée par temps de pluie. Les déversoirs d'orage et dérivations éventuelles situés sur un tronçon destiné à collecter une charge brute de pollution organique par temps sec comprise entre 120 et 600 kg par jour font l'objet d'une surveillance permettant d'estimer les périodes de déversement et les débits rejetés"

La détection des surverses d'un déversoir d'orage peut donc se révéler une aide précieuse pour les ouvrages ne nécessitant pas une quantification des débits rejetés mais où seule une estimation des périodes de déversement et des débits déversés est requise.

### 3.2.2. Principe de fonctionnement



**Figure 100 : Détecteur de surverse**

Le principe de détection des surverses repose sur un capteur à deux électrodes de type "tout ou rien" avec une interface comprenant une pile d'alimentation longue durée et une sortie digitale avec enregistreur. Le principe est le suivant : lorsque l'effluent entre en contact simultané avec les deux électrodes du sabot (capteur) distantes d'un centimètre l'une de l'autre (Figure 100), un signal "haut" est enregistré et horodaté. Lorsque la surverse est terminée, le circuit passe alors en mode "ouvert", les sondes n'étant plus en contact avec le liquide, un signal "bas" est enregistré et horodaté.

On peut alors relever les instants de surverse ainsi que la durée d'une surverse, qui correspond au temps entre le signal "haut" et le signal "bas". La période de "scrutation" est d'environ cinq secondes et donc la précision de l'horodatage ne peut-être inférieure à cette durée.

### 3.2.3. Détecteur au niveau du batardeau (BAT)

Le site de mesure se situe au niveau du batardeau, en amont du déversoir. La position initiale du détecteur a dû être revue et testée plusieurs fois. Pour éviter les déversements intempestifs, ce by-pass a été modifié à l'aide de trois poutrelles. Le détecteur de surverse a donc été déplacé également pour prendre en compte la nouvelle hauteur de pelle du by-pass (Figure 101).



**Figure 101 : Détecteur de surverse au niveau du batardeau**

#### ***3.2.4. Détecteurs au niveau du seuil du déversoir principal (DO)***

Une rampe de 5 sabots a été installée sur le seuil déversant droit du déversoir (Figure 102), reliée à un enregistreur OCTOPUS, en mars 2002.

Un détecteur unique peut convenir à la surveillance de déversoirs à seuil court, mais il est préférable d'installer une rampe munie de plusieurs capteurs, sur des déversoirs à seuils longs, afin que toutes les surverses, y compris celles ne concernant qu'une partie du linéaire du seuil, puissent être détectées.

En avril 2002, une deuxième rampe identique a été installée sur le seuil déversant gauche du déversoir, les 5 détecteurs étant positionnés en vis-à-vis de ceux déjà en place à droite.



**Figure 102 : Rampe de 5 détecteurs de surverse sur le seuil du DO**

### 3.3. Système d'observation vidéo

#### 3.3.1. Pourquoi une observation vidéo ?

Les réseaux d'assainissement des collectivités sont des lieux encore mal connus et finalement peu visités, où l'observation visuelle directe est très délicate, du fait des dangers de séjours prolongés (risques de chute, de noyade, d'asphyxie, de maladies comme le tétanos, la leptospirose, l'hépatite ...).

De plus, l'observation doit être prolongée si elle veut être pertinente et couvrir l'ensemble des phénomènes liés à la modification du régime hydraulique. C'est dans le but de mieux appréhender le fonctionnement des réseaux d'assainissement, et notamment des déversoirs d'orage, qu'Anjou Recherche a envisagé le développement d'un système de vidéo d'observation, adapté aux conditions spécifiques des réseaux d'assainissement.

Il s'agit d'un système d'observation et d'enregistrement, mis en place temporairement pour identifier la nature de problèmes de fonctionnement d'ouvrage et/ou de matériels. Ce système nomade doit donc pouvoir être déplacé et installé sur différents sites. On peut alors imaginer l'intérêt d'une telle observation pour mieux définir, justifier et décider de la mise en place de capteurs dans le cadre de l'autosurveillance.

#### 3.3.2. Caractéristiques du système d'observation vidéo

Dans le but de réaliser cet équipement, un cahier des charges définissant les principales fonctionnalités attendues a été rédigé par Anjou Recherche.

Ces principales fonctionnalités étaient initialement les suivantes :

- étanchéité à l'immersion temporaire de l'ensemble des équipements et garantie d'anti-corrosion et d'anti-déflagration (caractère spécifique des effluents et de l'atmosphère).
- séparation physique de la prise d'image et de l'enregistrement (avec liaison fil ou sans-fil), la prise d'image devant être située au niveau de l'ouvrage ou du matériel à observer, l'enregistrement pouvant être situé dans un lieu d'accès plus aisé.
- vidéo numérique plutôt qu'analogique.
- possibilité de filmer dans l'obscurité (prise de vue standard avec éclairage ou caméra infrarouge).
- alimentation en basse tension, avec une autonomie souhaitable d'une semaine minimum (de préférences de 2 à 4 semaines).
- facilité d'installation du système (caissons et boîtiers étanches, câbles). Système nomade apte à être installé et désinstallé plusieurs fois.
- champ d'observation grand angle, avec une résolution permettant de distinguer nettement l'écoulement et le fonctionnement de l'ouvrage.
- facilité d'accès à l'information (possibilité d'observation en temps réel pour le réglage et le cadrage).
- enregistrement programmable en continu ou par séquences horaires, voire possibilité d'asservissement à des signaux extérieurs, pour permettre à moyen terme un déclenchement (et arrêt) de l'enregistrement selon des signaux provenant de capteurs de mesure de hauteur d'eau, de détection de surverse, de mise en route ou d'arrêt de pompes, de pluviographes ...
- horodatage des images.

- prévoir la possibilité, si cette solution n'est pas envisagée dans l'immédiat, de pouvoir raccorder le système à une ligne téléphonique, via un modem, pour contrôler le système et décharger les données à distance,
- visualisation des images enregistrées une fois de retour au bureau, avec fonction de vision accélérée, de sélection par le temps (dates et heures de début et de fin) et d'archivage des images correspondantes aux périodes intéressantes.

La seule fonctionnalité qui n'a pu être prise en compte est l'autonomie énergétique du système. En effet, malgré la faible consommation des différents équipements (caméra, éclairage et enregistreur), un rapide bilan de consommation a montré qu'une quinzaine de batteries type camion étaient nécessaires pour assurer une autonomie d'à peine 10 jours ! On imagine mal devoir gérer l'installation et le remplacement de 15 batteries, 3 fois par mois. L'idée, séduisante au départ, d'un système complètement autonome, a donc été abandonnée. Il est vrai que, pour de nombreux sites d'observation (déversoirs en tête de station, déversoirs équipés d'équipements électromécaniques, postes de pompage, ...), on pourra disposer d'une alimentation électrique à proximité, que ce soit en courant fort ou faible (le système admet les deux).

### *3.3.3. Equipement du site et essais de matériel*

Après étude du site, il semble que l'emplacement le plus judicieux pour installer une caméra d'observation des déversements soit la paroi où débouche le collecteur dans le déversoir. On peut alors la placer dans l'axe du déversoir (invulnérabilité aux vols, mais installation et maintenance délicate nécessitant la mise en place d'un plateau en travers du déversoir).

On peut également la placer du côté du by-pass pour permettre un accès plus facile. Le caisson enfermant l'électronique et l'enregistreur numérique pourrait être placé au pied de cette paroi, éventuellement abrité par une tôle. L'exploitant a déjà installé un câble d'alimentation électrique cheminant jusqu'à la paroi, afin d'y raccorder le caisson.



**Figure 103 : Système vidéo avec moniteur de contrôle**



Figure 104 : Caméra de surveillance montée pour les essais sur trépied de photographe

#### **4. Bilan des actions et premières conclusions**

##### **4.1. Récupération des données d'exploitation (matériel CGE)**

Ces données proviennent :

- de tableaux hebdomadaires établis par le responsable de la station qui fournit, entre autres :
  - les volumes journaliers en entrée (AVA) de station,
  - les volumes journaliers en sortie (REJ) de station,
  - les volumes déversés au déversoir (DO),
  - la hauteur de pluie journalière,
  - les volumes journaliers amenés par le PR de Samois (PR).
- de l'extraction des mesures en continu fournies par les sondes de hauteur en entrée de station (AVA) et sur le déversé (DO), et archivées par un enregistreur ENDRESS-HAUSER ECHOGRAPH, muni d'un lecteur de disquette.

Les données sont traitées à l'aide du logiciel WINDIRECT.

A noter que, pour la sortie de station, ni les hauteurs, ni les débits ne sont enregistrés, seuls les volumes (horaires et journaliers) sont comptabilisés.

En ce qui concerne les mesures de pluie, les données du pluviomètre CGE (hauteur journalière) et celles calculées à partir des données du pluviographe AR/DT sont comparables.

##### **4.2. Maintenance et récupération des données issues du matériel AR/DT**

A chaque intervention sur le site, il est procédé à diverses interventions de maintenance et de collecte des données :

- nettoyage et contrôle des capteurs.
- vérification et remplacement si nécessaire des batteries d'alimentation.
- déchargement des données sur le portable de la DT, équipé des logiciels adéquats.

Les équipements concernés sont les suivants (liste réactualisée à mi-juin 2002) :



- pluviographe (PLU),
- débitmètre hauteur/vitesse dans le collecteur d'arrivée (COLL),
- détecteur de surverse sur le batardeau (BAT),
- rampes de détection de surverse "Droite" et "Gauche" du déversoir (DO).

#### **4.3. Dysfonctionnements survenus avec le matériel installé**

De nombreux problèmes sont survenus depuis le début de l'étude, et leur gestion a été rendue un peu plus délicate par le nombre important d'équipements installés et leur grande diversité.

On peut citer en premier lieu les nombreuses pertes de signal, détectées en janvier 2002 sur le débitmètre du collecteur (COLL), rendant inexploitable les données sur l'ensemble du mois précédent la maintenance. Afin de résoudre ce problème, il a été procédé au reparamétrage des capteurs.

L'appareil d'enregistrement des données a dû être démonté courant mars 2002 pour être analysé, suite à une défaillance d'alimentation et nous privant de données pour deux mois (février et mars 2002).

L'enregistreur installé sur l'automate gérant l'arrivée du poste de refoulement de Samoïs (PR) a dû être remplacé courant février 2002 suite à une absence d'enregistrement, puis démonté en mars 2002, probablement endommagé par une surtension. Ce problème nous prive donc de toute donnée de débit sur l'arrivée du PR et donc empêche d'établir un bilan complet "amont/aval" du déversoir.

Nous avons également été confrontés à des pertes d'horodatage, rendant très compliqué le traitement des données enregistrées durant la période précédant le déchargement des mesures.

Enfin, des dysfonctionnements sont apparus lors des tests préliminaires sur le système vidéo. En effet, divers problèmes, l'un lié à la reconnaissance des disques durs amovibles par le PC et l'autre sur le logiciel lui-même ont été mis en évidence. Le matériel informatique doit être placé en caisson étanche afin de ne pas souffrir de l'agressivité du milieu extérieur. Cette nécessité d'étanchéité s'est révélée être difficilement compatible avec la ventilation correcte du matériel. En effet, après quelques jours d'essais au bureau, la température de l'air confiné dans le caisson était extrêmement élevée et le matériel lui-même a vu sa température s'élever dangereusement.

Ces différents problèmes ont toutefois trouvé une solution adaptée, et ne nous empêchent pas de tirer les premières conclusions de ces premiers mois d'expérimentations.

#### **4.4. Traitement des données**

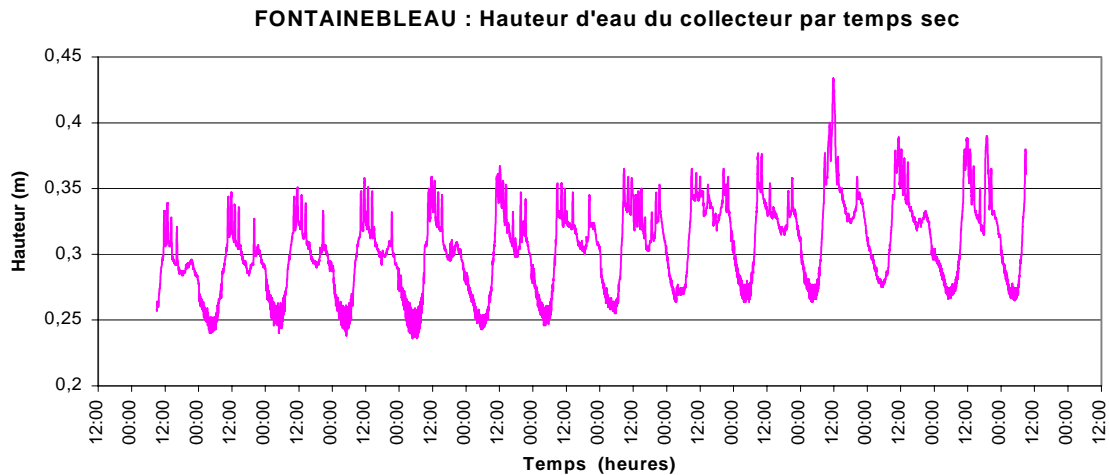
Une fois les données relevées, il faut procéder à leur traitement pour pouvoir les exploiter par la suite. On réalise donc un transfert vers des logiciels qui permettent de gérer facilement un grand nombre de données (comme Excel, par exemple). On peut alors procéder à des comparaisons de valeurs, des extractions de données, des extrapolations...

La réalisation de graphes en fonction du temps permet d'appréhender des phénomènes dans la durée et de mettre en évidence des périodes qui sortent de l'ordinaire (sécheresse ou orage).

La récupération de l'ensemble des données sur le site de Fontainebleau, provenant aussi bien du matériel de l'exploitant que du matériel d'Anjou Recherche, permet de doubler certaines mesures et donc de les rendre plus fiables. Sur ce site, nous avons donc différents paramètres

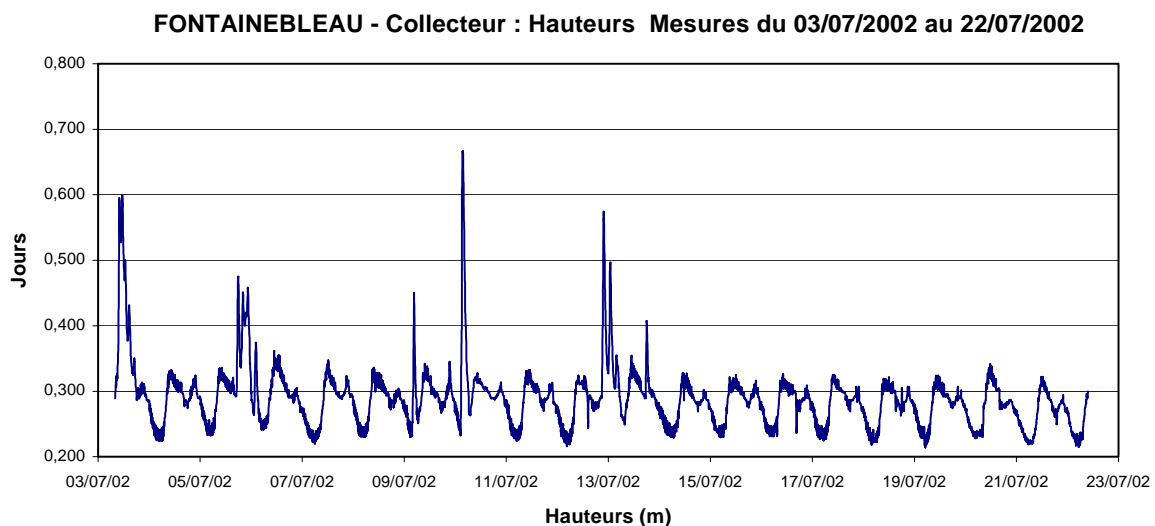
à notre disposition (précipitations, hauteurs, vitesses d'eau dans le collecteur, débit aval, déversé, rejeté...). On peut ensuite établir un bilan hydraulique et comparer les débits donnés par l'exploitant aux débits trouvés par l'analyse des données issues du matériel d'Anjou Recherche.

En étudiant les hauteurs d'eau sur une période de temps sec, il est possible de reconnaître les cycles journaliers du réseau d'assainissement. On distingue ainsi très bien sur le graphe de la Figure 105 les heures creuses (la nuit) et les heures de pointes de débit en temps sec (QTS). On remarque également qu'en temps sec, la hauteur d'eau dans le collecteur n'excède pas 0,5 m.



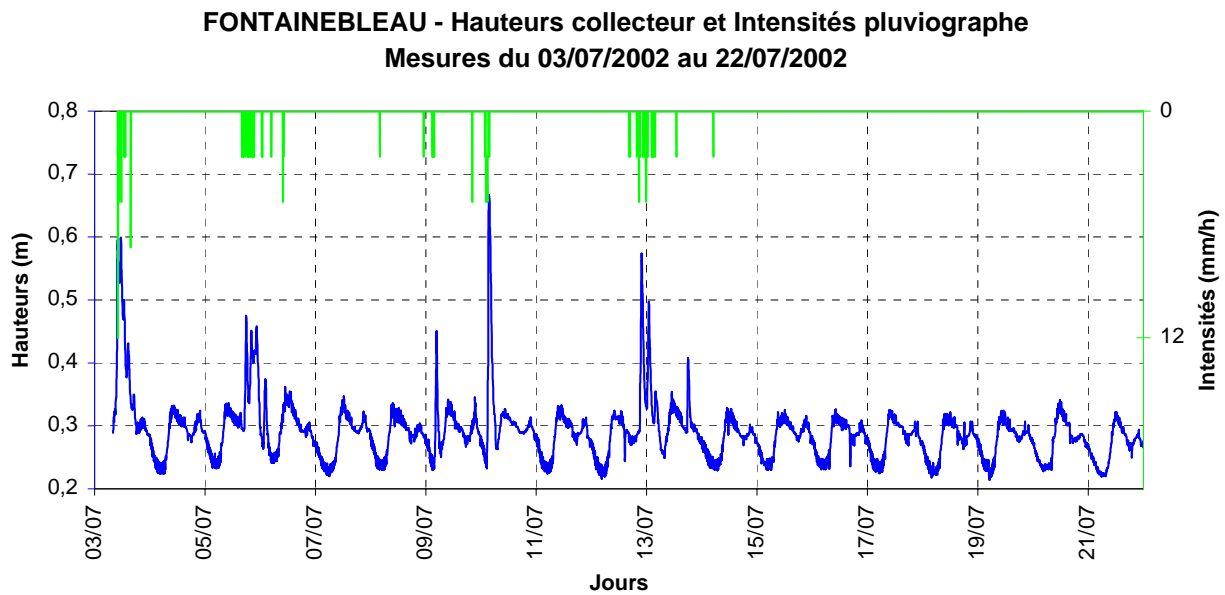
**Figure 105 : Hauteur d'eau dans le collecteur par temps sec**

Les pics de hauteur d'eau dans le collecteur sont caractéristiques des temps de pluie et se superposent au cycle journalier du réseau d'assainissement (Figure 106).



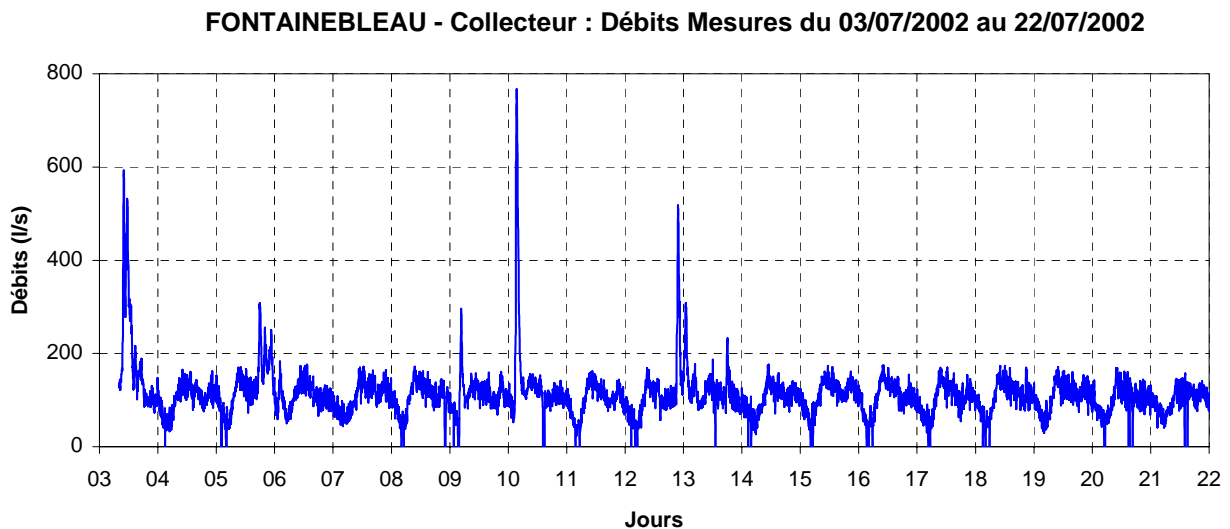
**Figure 106 : Hauteur d'eau dans le collecteur par temps de pluie**

Par temps de pluie, on peut corrélérer les pointes de hauteurs d'eau dans le collecteur et l'intensité de la pluie (Figure 107) :



**Figure 107 : Débits au collecteur calculés avec les mesures de vitesse et de section mouillée**

La courbe des débits du collecteur (Figure 108) est obtenue par calculs à l'aide des mesures de vitesses et de hauteurs relevées au niveau du collecteur par les différentes sondes. On voit très nettement qu'il y a une perte du signal pour les faibles débits, correspondant à de faibles hauteurs d'eau dans le collecteur (limite de l'appareil, zone morte).



**Figure 108 : Corrélation hauteur d'eau dans le collecteur et intensité de la pluie**

A partir de l'ensemble des données traitées, on peut sélectionner différents événements et extraire des pluies pendant lesquelles le déversoir d'orage a fonctionné.

La Figure 109 présente une pluie à l'origine de surverses au niveau du déversoir d'orage et du batardeau. La Figure 110 montre la corrélation entre les durées de surverse et les débits du collecteur lors de cette même pluie.

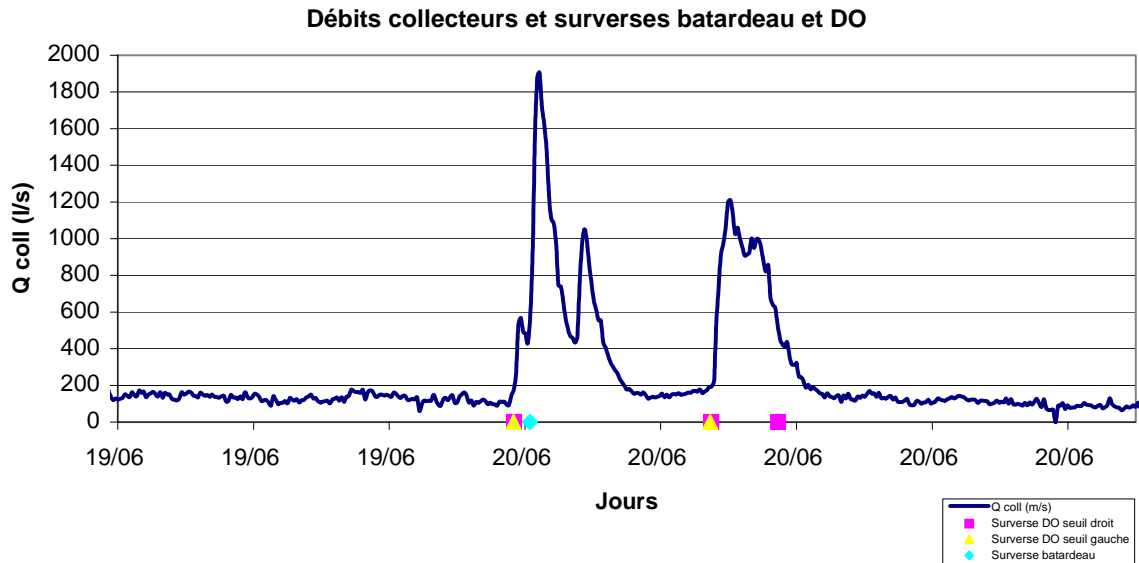


Figure 109 : Sélection d'une pluie à l'origine du déversement au batardeau et au déversoir

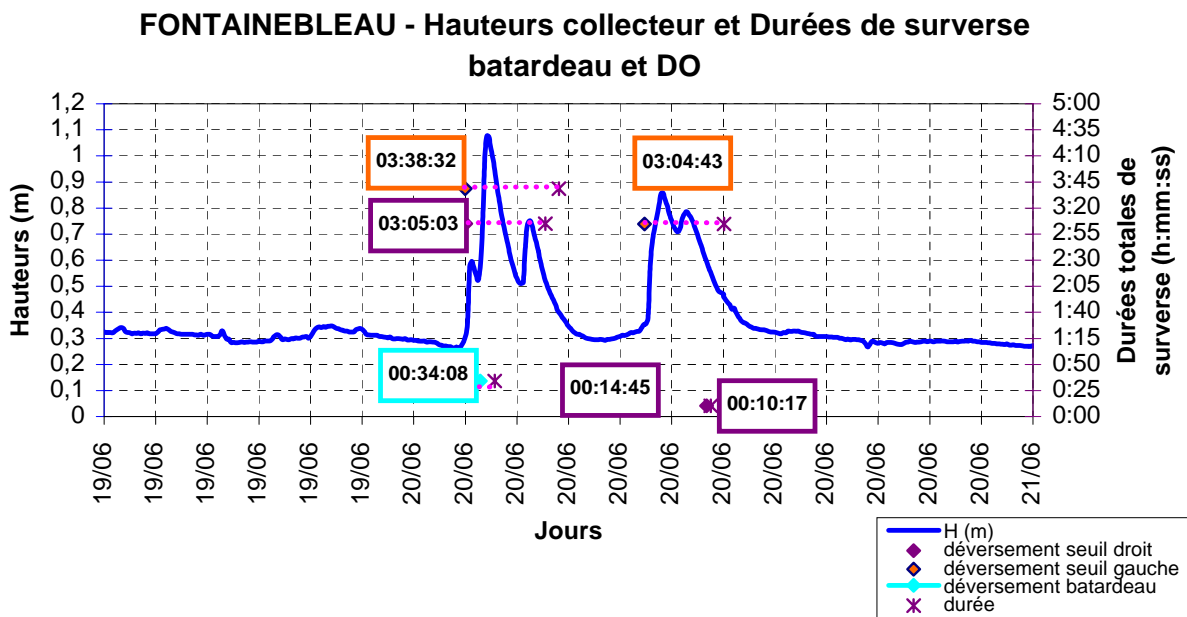


Figure 110 : Durées de surverse au batardeau et au déversoir lors d'un épisode pluvieux

#### 4.5. Premières conclusions

Un des buts de l'étude du déversoir de Fontainebleau est de parvenir à maîtriser les bilans hydrauliques de l'ouvrage, en vue d'une meilleure autosurveillance. Malgré les problèmes survenus et grâce aux mesures effectuées depuis le début de l'étude, on a pu tirer certaines conclusions qui peuvent se révéler intéressantes, notamment en termes d'exploitation.

##### 4.5.1. Au niveau du collecteur amont (COLL)

Les mesures de vitesse relevées dans le collecteur (COLL) ne sont pas fiables par temps sec (les amplitudes de variation de vitesses relevées sont trop grandes), malgré des hauteurs correctes. Les débits et volumes calculés par temps sec ne sont donc pas forcément très fiables. Cependant, les mesures semblent satisfaisantes par temps de pluie.

Nous avons réalisé le déplacement des capteurs vers l'amont, afin de sortir de la zone de turbulences créée par une cassure au niveau du collecteur et par l'influence du coude du batardeau. Ce déplacement, associé à un relevé précis de la section du collecteur, a permis de fiabiliser les mesures de hauteurs, mais surtout les mesures de vitesses (moins de perte de signal).

#### 4.5.2. Au niveau du batardeau (BAT)

Depuis l'installation de poutrelles, les déversements intempestifs au niveau du batardeau ont cessé. Les mesures de détection de surverse semblent correctes.

#### 4.5.3. Au niveau du déversoir d'orage (DO)

Le chenal du déversoir est le siège d'un ensablement très important dans sa partie aval, où le niveau d'eau n'excède pas quelques dizaines de centimètres (profondeur du chenal : 1,50 m).

Les mesures de détection de surverse semblent correctes.

Les mesures de débit (seuil calibré et sonde de hauteur) déversé effectuées par l'exploitant ne sont pas satisfaisantes : la loi  $Q=f(H)$  est à remettre en question et la sonde de hauteur mal placée.

#### 4.5.4. Au niveau du poste de relèvement (PR)

L'automate de la station gère les données de débit provenant du débitmètre électromagnétique installé sur la canalisation de refoulement du PR, mais n'enregistre pas ces données. Seuls les volumes journaliers sont comptabilisés.

#### 4.5.5. Au niveau de l'entrée station (AVA)

Même si les mesures de hauteur semblent être fiables, les débits et volumes calculés ne semblent pas reproduire de façon correcte la réalité, sauf peut-être par temps sec, hors période de pointe. En effet, dès la pointe de temps sec et encore plus manifestement par temps de pluie, le niveau de l'eau à l'aval du seuil monte jusqu'à atteindre et dépasser le niveau du seuil, qui, trop large et mal positionné, induit une utilisation de la loi  $Q=f(H)$  largement hors domaines de validité.

Il conviendrait de repenser complètement le seuil et sa localisation, mais les contraintes du site rendent délicates ces modifications.

Une première solution pour fiabiliser la mesure en entrée de station, dans le cadre de l'autosurveillance, pourrait être la suivante :

- une mesure de débit (QCOLL) fiable (par mesure de hauteur et de vitesse) dans le collecteur d'apport (du type de celle mise en place temporairement par Anjou Recherche et la DT, en choisissant soigneusement l'implantation des capteurs).
- une mesure de débit (QBY-PASS) dans le by-pass (seuil calibré et sonde de hauteur), comme évoquée plus haut (et imposée par la réglementation de toute façon).
- une mesure de débit déversé (QDEV) par le déversoir principal, en reprenant la base de l'existant, mais rendue plus fiable par les modifications déjà mentionnées.
- l'enregistrement des données de débit (QPR) en provenance du PR de Samois.
- l'abandon du seuil existant dans le compartiment aval du déversoir, qu'il semble très difficile d'exploiter correctement quelles que soient les modifications apportées.

Le débit en entrée de station serait alors calculé de la manière suivante :

$$Q_{ENTREE\ STEP} = Q_{COLL} - Q_{BY-PASS} - Q_{DEV} + Q_{PR}$$

Une autre solution serait d'installer un débitmètre électromagnétique sur la canalisation enterrée acheminant les effluents du dessableur vers le décanteur primaire.

#### *4.5.6. Au niveau du by-pass primaire (BPP)*

Ce by-pass, situé entre le décanteur primaire et le traitement secondaire semble fonctionner quotidiennement, lors des pointes de temps sec. Il consiste en une plaque d'acier masquant l'orifice d'une canalisation rejoignant la Seine. Par temps sec, le niveau des effluents arrive juste en dessous du seuil haut de cette plaque, et le dépasse lors des pointes, provoque des surverses.

Il faut noter que les volumes journaliers déversés par ce by-pass sont calculés par la différence entre les volumes journaliers en entrée et ceux en sortie de station. On ne peut donc pas savoir si les différences constatées entre l'entrée et la sortie sont effectivement liées à des surverses du by-pass, ou bien à des erreurs sur la mesure en entrée.

La configuration de ce by-pass fait qu'il est effectivement difficilement instrumentable. Il n'est peut-être pas impossible cependant d'y installer une détection de surverse.

#### *4.5.7. Au niveau de la sortie de station (REJ)*

Les mesures effectuées par l'exploitant sur les deux files de traitement semblent satisfaisantes. De nombreuses lois  $Q=f(H)$  de la bibliographie (Hégly notamment) semblent corrélérer les résultats de débit calculés par l'automate, et on peut penser que les volumes sont fiables avec une erreur de 10% environ.

### **4.6. Perspectives et actions à court terme**

La résolution du problème de ventilation du caisson du système d'observation vidéo, puis l'installation et la mise en service de ce système permettront de visualiser les différences de déversements encore observées sur les deux rampes, malgré leur configuration correcte. En effet, l'écart de durée observé lors d'une forte pluie ne peut être expliqué totalement par la différence d'altimétrie entre les deux seuils (environ 1 cm), et une observation vidéo devrait fournir des éléments de réponses à ces constatations.

Une modélisation en 3 dimensions des ouvrages (collecteur, batardeau, déversoir, compartiment "entrée STEP") est prévue pour définir les types de fonctionnement de l'ouvrage et déterminer de manière plus précise les bilans hydrauliques du déversoir.

## 5. Modélisation du déversoir

L'objectif de la modélisation 3D est de reproduire l'ensemble des mécanismes présents dans l'ouvrage et ainsi pouvoir optimiser l'emplacement des capteurs. Les simulations réalisées nous permettront de maîtriser les bilans hydrauliques de l'ouvrage, en vue d'une meilleure autosurveillance. Nous proposerons une loi de déversement pour estimer le débit déversé au niveau de chaque seuil du DO et au niveau du batardeau.

### 5.1. Géométrie et maillage du déversoir

La géométrie exacte de la section de la conduite amont du déversoir a été reproduite compte tenu de l'incertitude du type d'écoulement dans cette partie de l'ouvrage (essentiellement torrentiel avec un ressaut). La longueur modélisée de cette conduite est suffisamment importante pour permettre la stabilisation du profil de vitesse. La pente globale du radier du déversoir a été estimée à 2 ‰. La longueur des seuils de déversement est de 11.25 m. Le nombre de mailles est de l'ordre de 200 000. Le maillage est composé d'une combinaison d'éléments hexaédriques et tétraédriques étant donné la complexité de l'ouvrage.

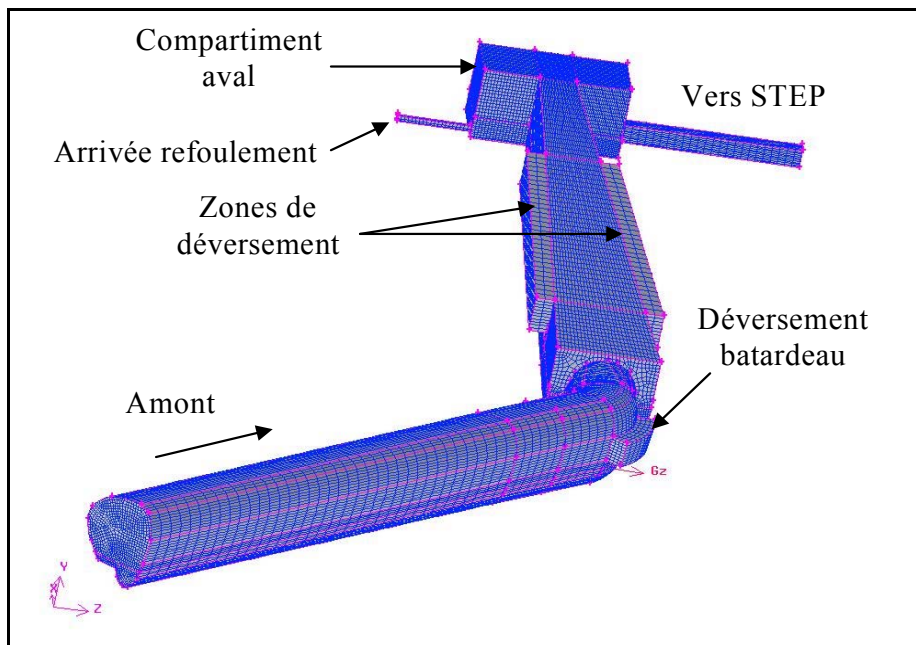


Figure 111 : Vue d'ensemble du maillage du déversoir

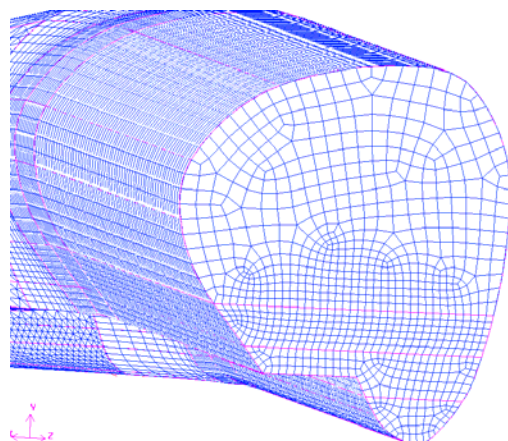


Figure 112 : Maillage au niveau du collecteur amont

## 5.2. Conditions initiales et aux limites

Les **conditions initiales** représentent les caractéristiques de l'écoulement en terme de vitesse et de position de la surface libre lors du démarrage de la simulation. Si le calcul commence avec des valeurs aléatoires ou quelconques, la simulation risque rapidement de diverger. Afin de ne pas trop s'éloigner des résultats réalistes, la condition initiale en hauteur d'eau dans le déversoir a été prise proche du niveau des seuils de déversement. Le tableau suivant indique les hauteurs initiales dans le collecteur amont.

|  | Temps sec |       |       | Temps de pluie |     |   |     |   |     |
|--|-----------|-------|-------|----------------|-----|---|-----|---|-----|
| $Q_{\text{amont}}$ (m <sup>3</sup> /s) | 0.166     | 0.175 | 0.198 | 0.3            | 0.6 | 1 | 1.5 | 2 | 2.5 |
| $H_{\text{amont}}$ (m)                 | 0.3       |       |       | 0.4            | 0.8 |   |     |   |     |

Tableau 10 : Hauteurs initiales (collecteur amont)

Ces hauteurs sont proches des hauteurs mesurées.

Le calcul de l'intensité turbulente et du diamètre hydraulique permet d'obtenir des valeurs initiales pour la turbulence à l'entrée.

Plusieurs types de **conditions aux limites** sont proposés dans FLUENT<sup>®</sup>. Nous en utilisons essentiellement trois : vitesse d'entrée, pression de sortie et condition de paroi.

La première condition aux limites («velocity-inlet») correspond à une vitesse imposée. Nous injectons ainsi le débit à partir d'une vitesse et d'une section mouillée. Dans ce cas, il faut que la longueur de la conduite d'entrée soit suffisante pour permettre au profil de vitesse de se développer. La longueur de conduite nécessaire est de l'ordre de 20 fois la hauteur d'eau.

La deuxième condition «pressure-outlet» (pression de sortie) est appliquée au niveau des sorties déversée ou conservée (sortie de fluide à la pression atmosphérique).

La troisième condition «wall» est une condition de flux nul. Elle est appliquée au niveau des parois du seuil et des conduites.

Nous avons vu que la conduite à l'aval du déversoir se mettait en charge dès la pointe de temps sec. L'objectif est d'imposer une condition limite conforme aux mesures relevées sur le site. En effet, nous disposons, pour différentes pluies, de la relation entre le débit d'entrée dans le déversoir ( $Q_{\text{amont}}$ ) et la hauteur d'eau mesurée sur le seuil dans le compartiment à l'aval du déversoir. Cependant, nous ne connaissons pas la hauteur du dépôt dans le déversoir pour ces différentes pluies. Ce dépôt peut être très important et joue un rôle prépondérant dans



le fonctionnement de l'ouvrage. La hauteur de dépôt peut atteindre plus d'un mètre pour une profondeur de chenal de 1.50 m.

La condition limite aval est un seuil. Ce seuil représente, l'effet, en terme hydrodynamique, du coude et du dégrilleur situés après la vanne (Figure 91). Le calage de la hauteur de seuil s'est fait en utilisant trois débits de temps sec et les hauteurs d'eau correspondantes dans le compartiment aval (Tableau 11).

Nous avons ajusté la hauteur du dépôt dans l'ouvrage pour retrouver les hauteurs d'eau dans le compartiment aval pour un débit amont donné.

Les lois de déversement que nous proposerons seront donc valables uniquement dans la configuration suivante : une hauteur de dépôt de 40 cm dans le déversoir et de 60 cm à l'amont du seuil de mesure dans le compartiment aval.

### 5.3. Modèle de turbulence

Le modèle de turbulence k-ε a été retenu pour les calculs. Il est considéré comme l'un des modèles les plus utilisés, le plus performant, le plus simple et le plus largement validé. K représente l'énergie cinétique turbulente et ε, le taux de dissipation de l'énergie cinétique turbulente. Ce modèle a été largement validé en laboratoire par l'équipe de recherche Systèmes Hydrauliques Urbains de l'ENGEES (LIPEME, 2004).

### 5.4. Résultats des simulations

#### 5.4.1. Temps sec

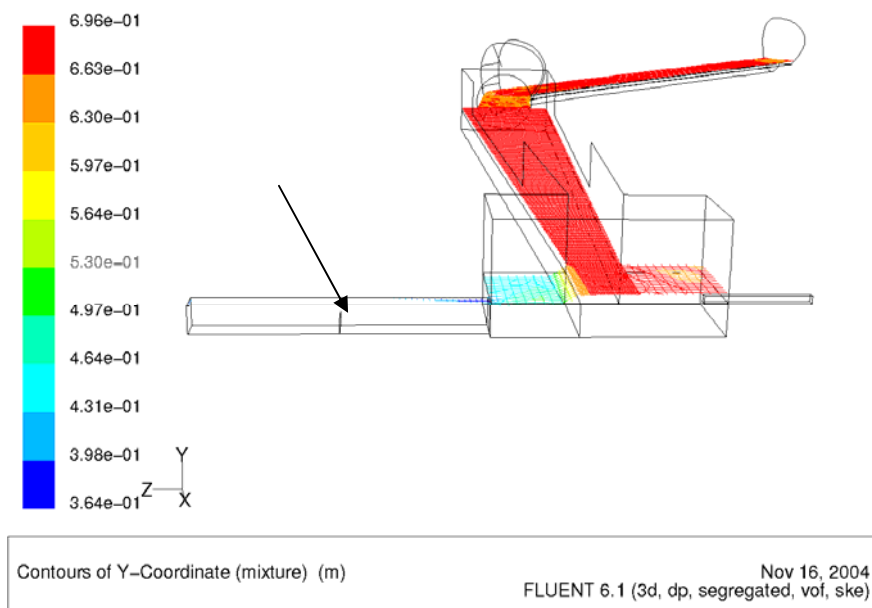
Les simulations réalisées en injectant à l'amont les débits maxima de temps sec nous ont permis d'ajuster la condition limite aval. Le tableau suivant montre les résultats obtenus.

| Périodes de temps sec | $Q_{\max}$ (m <sup>3</sup> /s) | Hauteur au-dessus du seuil aval (mesure) | Hauteur au-dessus du seuil aval (Fluent) |
|-----------------------|--------------------------------|--|--|
| du 27 au 29/07/02     | 0.166                          | 13.5 cm                                  | 14.6 cm                                  |
| du 14 au 22/07/02     | 0.175                          | 14 cm                                    | 15.4 cm                                  |
| du 22 au 30/06/02     | 0.198                          | 15.2 cm                                  | 17.1 cm                                  |

**Tableau 11 : Comparaison des hauteurs d'eau mesurées et calculées au-dessus du seuil de mesure (compartiment aval) en période de temps sec**

L'erreur maximale commise est de 12.5 % ( $Q_{\max} = 0.198$  m<sup>3</sup>/s). Cette erreur est acceptable compte tenu des incertitudes liées à la présence des dépôts dans l'ouvrage, à la variation de l'ouverture de la vanne aval et aux dimensions de la zone de tranquillisation à l'amont du seuil de mesure.

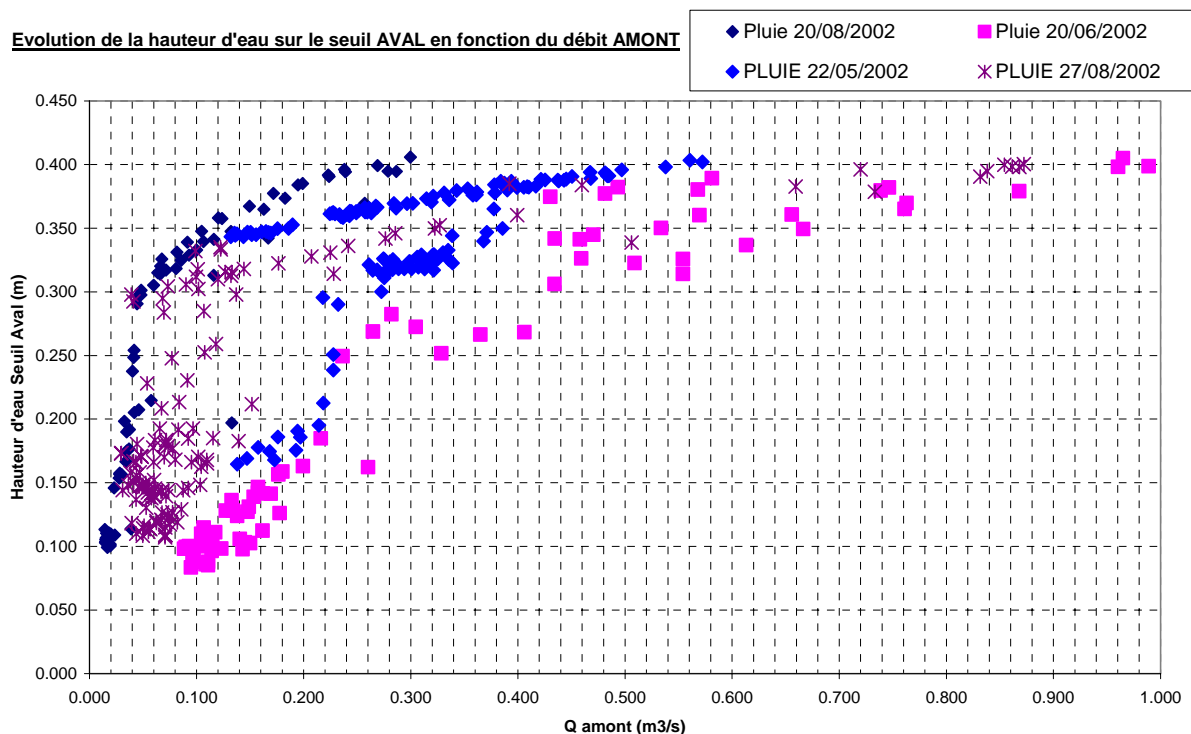
La figure ci-dessous montre la surface libre obtenue pour un débit amont de 0.175 m<sup>3</sup>/s.



**Figure 113 : Surface libre obtenue pour un débit amont de 0.175 m<sup>3</sup>/s après ajustement de la hauteur du seuil aval (condition limite aval)**

#### 5.4.2. Temps de pluie

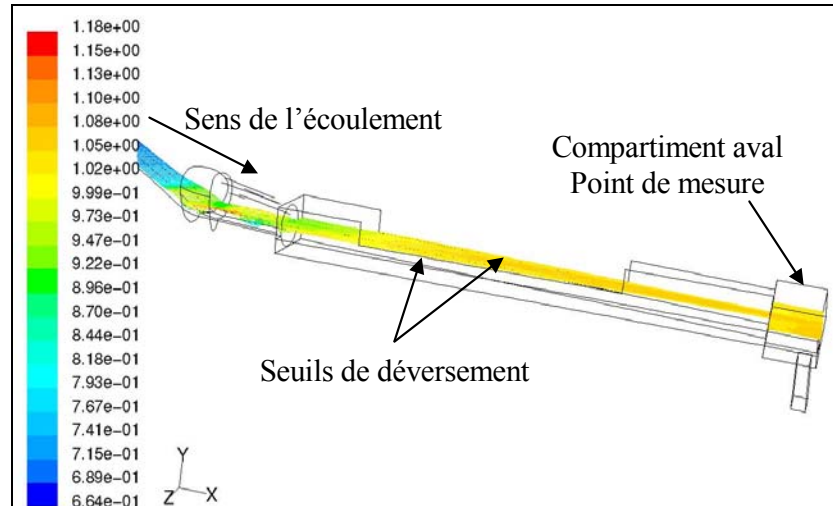
Les simulations ont été réalisées dans une configuration bien particulière compte tenu de la difficulté à évaluer le dépôt. Nous avons représenté sur le même graphique les lois donnant la hauteur d'eau sur le seuil de mesure du compartiment aval en fonction du débit amont. La pluie présentant les plus faibles hauteurs d'eau pour un même débit amont est, a priori, la pluie pour laquelle le dépôt est le moins important (pluie du 20/06/2002). La figure suivante montre les lois « hauteur d'eau sur le seuil par rapport au débit amont » relevées sur le site :



**Figure 114 : Lois « hauteur/débit amont » relevées sur site**

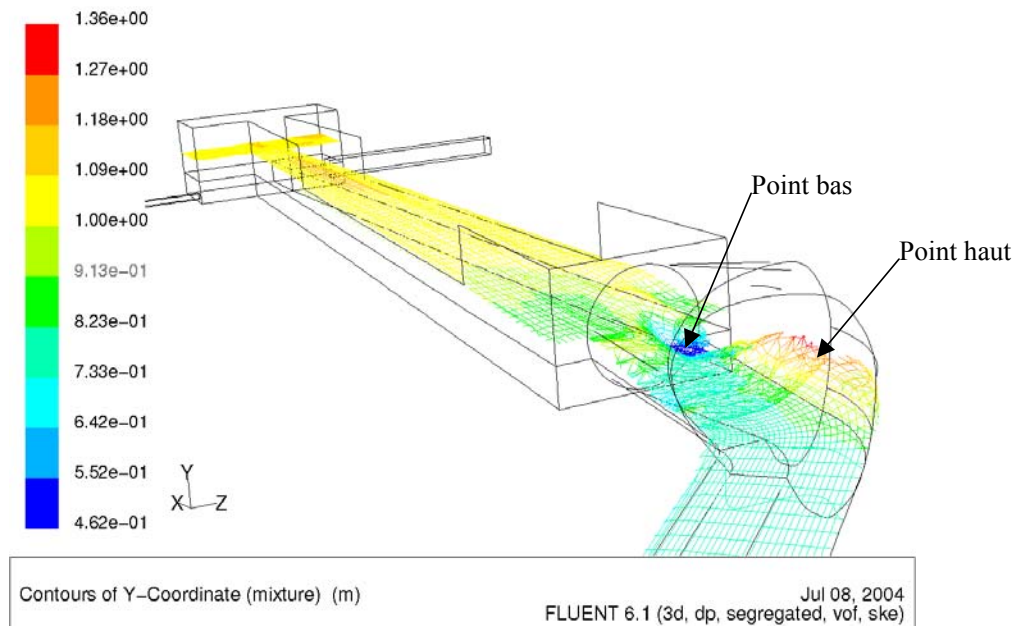
Nous constatons que pour un même débit amont, la hauteur d'eau détectée par l'ultrason situé dans le compartiment aval varie d'une pluie à l'autre. Ceci provient soit de l'accumulation du dépôt dans le temps dans ce compartiment et dans le déversoir, soit de la variation de l'ouverture de la vanne à l'aval du seuil de mesure dans le temps.

a. Évolution des hauteurs d'eau



**Figure 115 : Évolution de la hauteur de la surface libre dans le déversoir ( $Q=2\text{m}^3/\text{s}$ )**

La hauteur d'eau dans le compartiment aval impose la hauteur d'eau au niveau des seuils de déversement (Figure 115). Cette hauteur d'eau est sensiblement identique le long du déversoir et dans le compartiment aval. Ceci montre l'importance de l'influence du dépôt de MES fréquemment observé dans le compartiment aval. Bien qu'il y ait une grande variation du tirant d'eau, l'observation ne se traduit pas au niveau de la surface libre mais au niveau du fond (similarité avec un transport solide en rivière).



**Figure 116 : Évolution de la hauteur de la surface libre au niveau du coude ( $Q=2.5 \text{ m}^3/\text{s}$ )**

La surface libre est surélevée à l'extérieur du coude. Cette surface atteint son point le plus bas à l'entrée du déversoir pour un débit d'entrée de  $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$  (Figure 116). Un ressaut hydraulique apparaît à l'amont pour certains débits d'entrée (Figure 117).

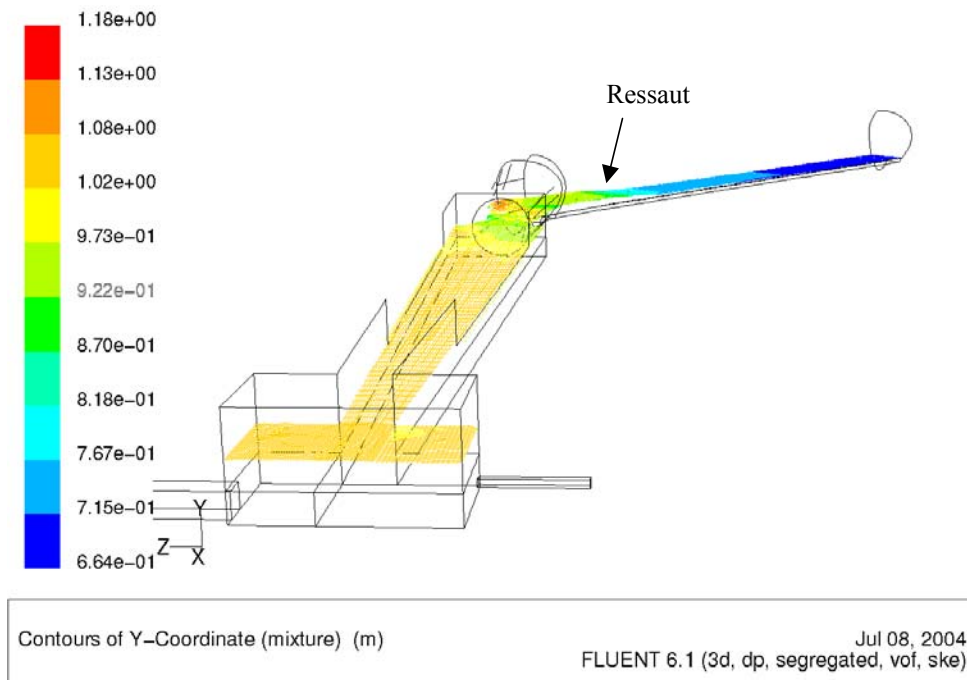


Figure 117 : Évolution de la hauteur de la surface libre dans le collecteur amont ( $Q=2 \text{ m}^3/\text{s}$ )

b. Évolution des tirants d'eau

Les figures suivantes représentent les plans au niveau desquels ont été extraites les lignes d'eau.

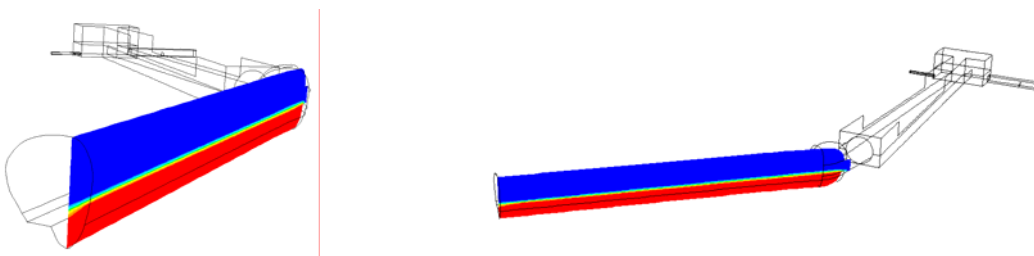


Figure 118 : Plan amont des profils de hauteurs d'eau

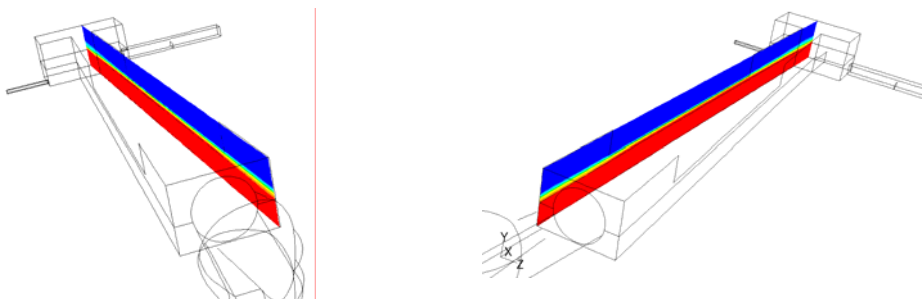
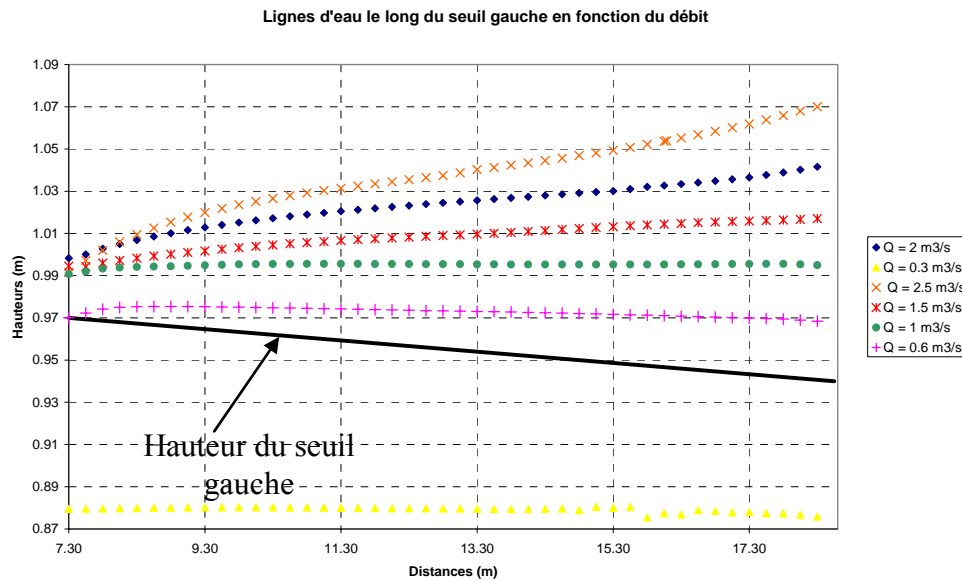


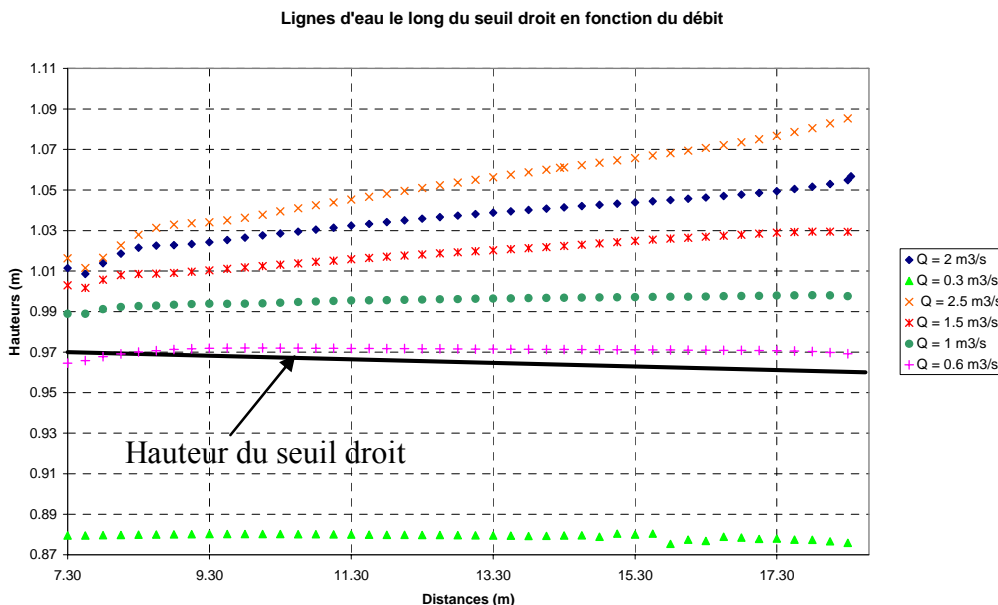
Figure 119 : Plans des profils de hauteurs d'eau le long des seuils droit et gauche

Les (Figure 118) et (Figure 119) représentent respectivement les lignes d'eau le long des seuils gauche et droit du DO pour différents débits.



**Figure 120 : Évolution de la ligne d'eau le long du seuil gauche en fonction du débit**

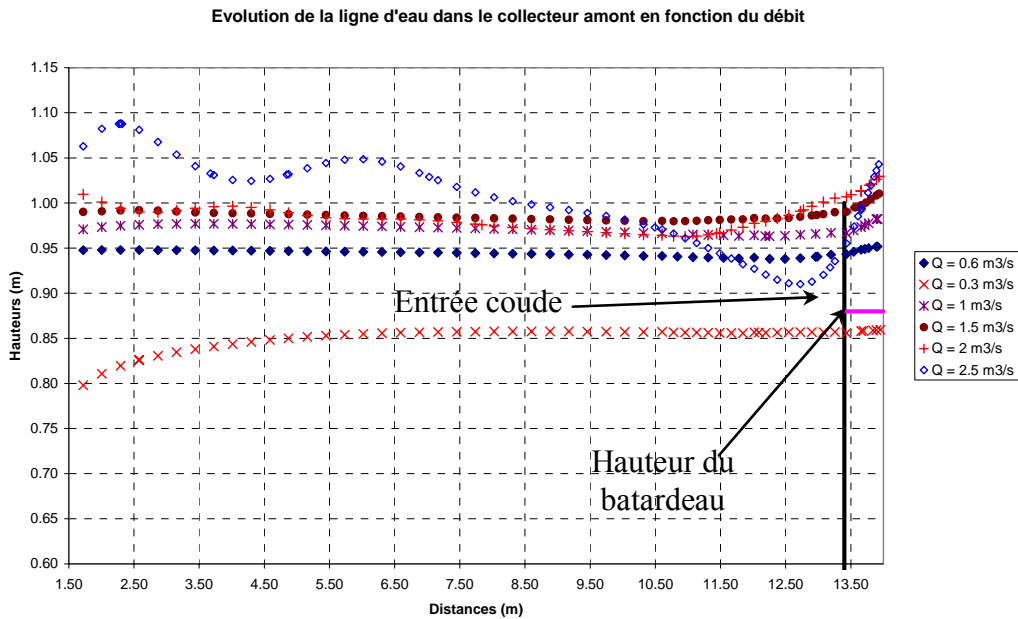
La hauteur d'eau augmente avec le débit le long du seuil entre 9 et 18.3 m. La hauteur d'eau la plus élevée est observée aux alentours de 18.3 m. C'est dans cette zone que nous relèverons les hauteurs d'eau pour évaluer le débit déversé. Entre 7.3 et 9 m, les lignes d'eau se croisent à partir d'un débit de 1.5 m<sup>3</sup>/s. Dans ce cas particulier (40 cm de dépôt dans DO et 60 cm dans le compartiment aval), aucun déversement n'est observé pour un débit amont de 0.3 m<sup>3</sup>/s. Une autre hauteur de dépôt dans le DO (50 cm par exemple) aurait favorisé le déversement pour un même débit d'entrée. Il serait donc intéressant de tester plusieurs hauteurs de dépôt dans le DO et dans le compartiment aval.



**Figure 121 : Évolution de la ligne d'eau le long du seuil droit en fonction du débit**

Les interprétations faites précédemment sont valables pour le seuil droit. Néanmoins, il n'y a pas de déversement sur 50 cm à l'amont du seuil (entre 7.3 et 7.8 m) pour un débit amont de 0.6 m<sup>3</sup>/s.

La (Figure 122) représente les lignes d'eau en fonction du débit au niveau du plan de la (Figure 118).



**Figure 122 : Évolution de la ligne d'eau au niveau du collecteur amont en fonction du débit**

La hauteur d'eau augmente avec le débit jusqu'à 1.5 m<sup>3</sup>/s. Au delà de ce débit, les lignes d'eau se croisent. On observe la présence d'un ressaut hydraulique avant l'entrée du coude pour les débits de 2 et 2.5 m<sup>3</sup>/s. Ces résultats mettent en évidence la difficulté à instrumenter à l'aide d'un ultrason dans le collecteur amont pour des débits supérieurs à 1.5 m<sup>3</sup>/s, dans le but d'évaluer le débit déversé au niveau du batardeau. La loi de déversement que nous proposerons plus bas (concernant le déversement au niveau du batardeau) ne sera valable que pour des débits inférieurs ou égaux à 1.5 m<sup>3</sup>/s.

### c. Débits et vitesses

Les (Tableau 12) et (Tableau 13) indiquent respectivement les débits déversés et leurs proportions par rapport au débit amont.

| Q <sub>amont</sub> (m <sup>3</sup> /s) | Q <sub>dev</sub> seuil gauche (m <sup>3</sup> /s) | Q <sub>dev</sub> seuil droit (m <sup>3</sup> /s) | Q <sub>dev</sub> batardeau (m <sup>3</sup> /s) | Q <sub>STEP</sub> (m <sup>3</sup> /s) |
|--|---|--|--|---------------------------------------|
| 0.6                                    | 0.1   | 0.06   | 0.12   | 0.35                                  |
| 1                                      | 0.25  | 0.19   | 0.19   | 0.37                                  |
| 1.5                                    | 0.47  | 0.4  | 0.26   | 0.38                                  |
| 2                                      | 0.68  | 0.61   | 0.34   | 0.39                                  |
| 2.5                                    | 0.91  | 0.8  | 0.43   | 0.4                                   |

**Tableau 12 : Débits déversés au niveau de chaque seuil en fonction du débit amont**

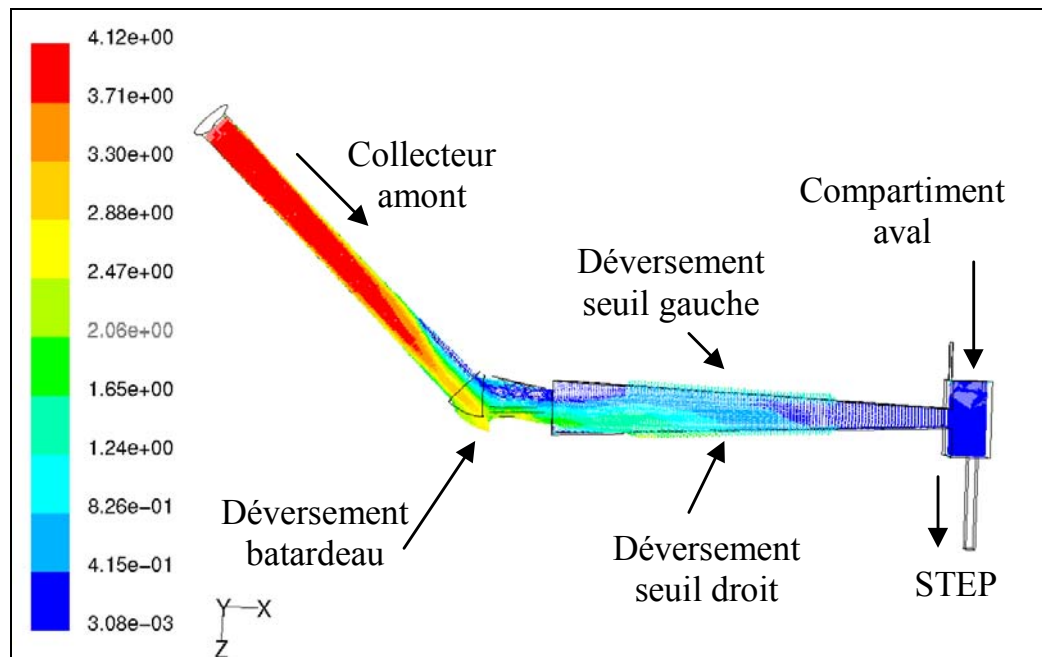
Nous remarquons que le débit acheminé vers la STEP est au maximum de 0.4 m<sup>3</sup>/s, même pour des événements pluvieux exceptionnels (débits amont de 2 et 2.5 m<sup>3</sup>/s).

| $Q_{\text{amont}}$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | $Q_{\text{dev}}$ seuil gauche | $Q_{\text{dev}}$ seuil droit | $Q_{\text{dev}}$ batardeau | $Q_{\text{STEP}}$ |
|--|-------------------------------|------------------------------|----------------------------|-------------------|
| 0.6  | 16 %                          | 9 %                          | 19 %                       | 56 %              |
| 1  | 25 %                          | 18.7 %                       | 19 %                       | 36.5 %            |
| 1.5  | 31.2 %                        | 26.3 %                       | 17.5 %                     | 25 %              |
| 2  | 34 %                          | 30 %                         | 17 %                       | 19 %              |
| 2.5  | 36 %                          | 31 %                         | 17 %                       | 16 %              |

**Tableau 13 : Répartition des débits déversés**

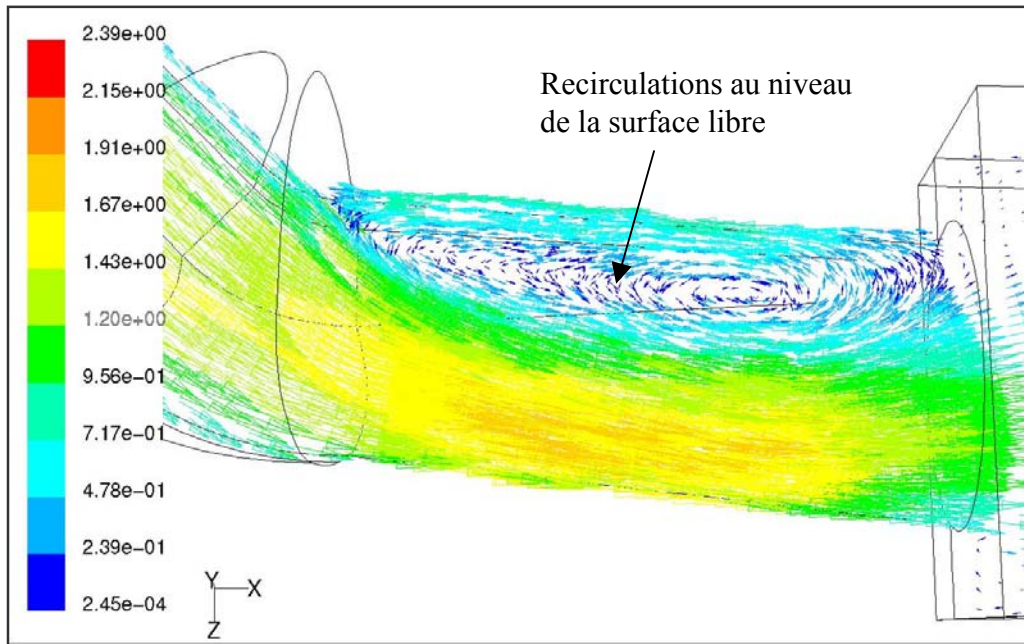
Une proportion moyenne de 18 % du débit amont est rejetée au niveau du batardeau, quel que soit le débit amont pour lequel le déversement au droit de ce dernier a lieu (à partir de 0.6  $\text{m}^3/\text{s}$  pour la pluie du 20/06/02). Le débit déversé sur le seuil gauche est plus important que celui déversé sur le seuil droit. En effet, la hauteur du seuil gauche est plus faible de quelques centimètres.

Cependant, l'analyse du champ de vitesse au niveau de la surface libre montre que les vitesses sont plus élevées du côté du seuil droit à cause du coude à l'amont (Figure 123).



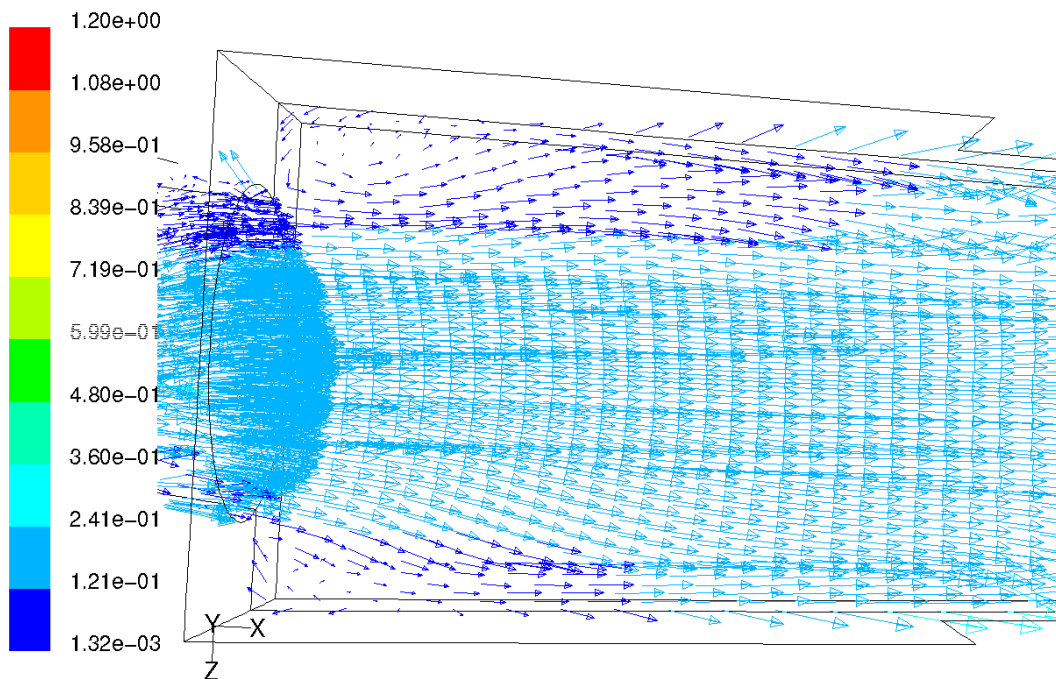
**Figure 123 : Évolution du champ de vitesse au niveau de la surface libre**

Pour certains débits amont, on observe une zone de recirculations à l'entrée du déversoir (Figure 124).



**Figure 124 : Recirculations au niveau de la surface libre (après le coude)**

On observe également des zones de recirculations après l'entrée du déversoir (Figure 125, Figure 126 et Figure 127).



**Figure 125 : Recirculations au niveau de la surface libre ( $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$ )**



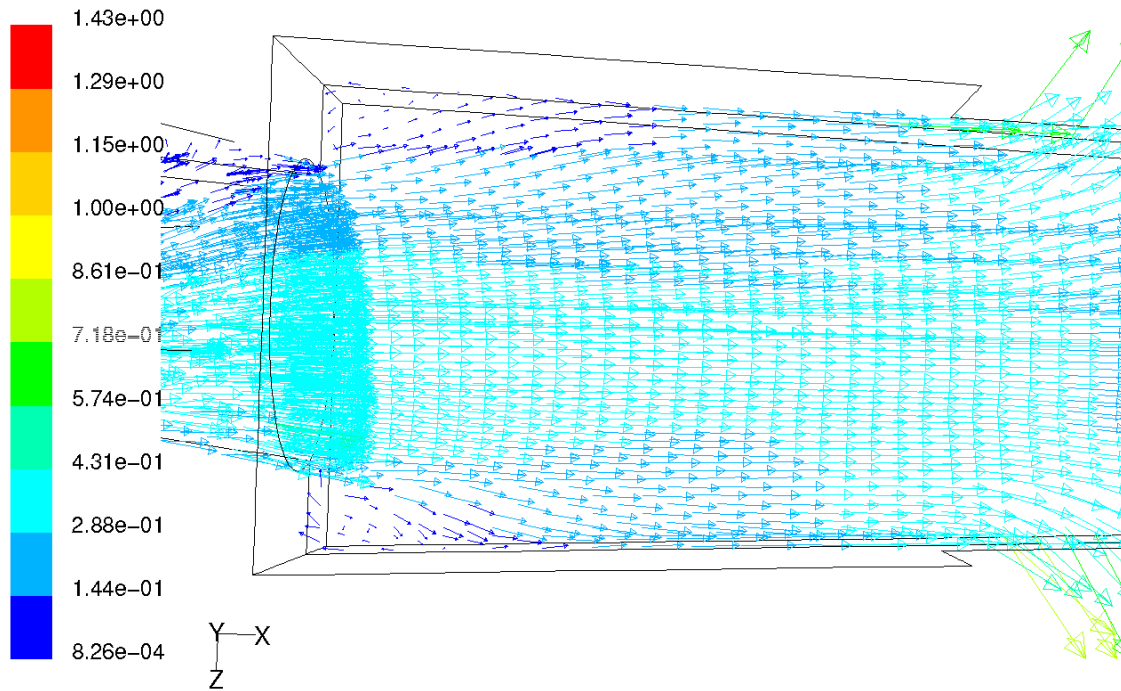


Figure 126 : Recirculations au niveau de la surface libre en vue de dessus ( $0.6 \text{ m}^3/\text{s}$ )

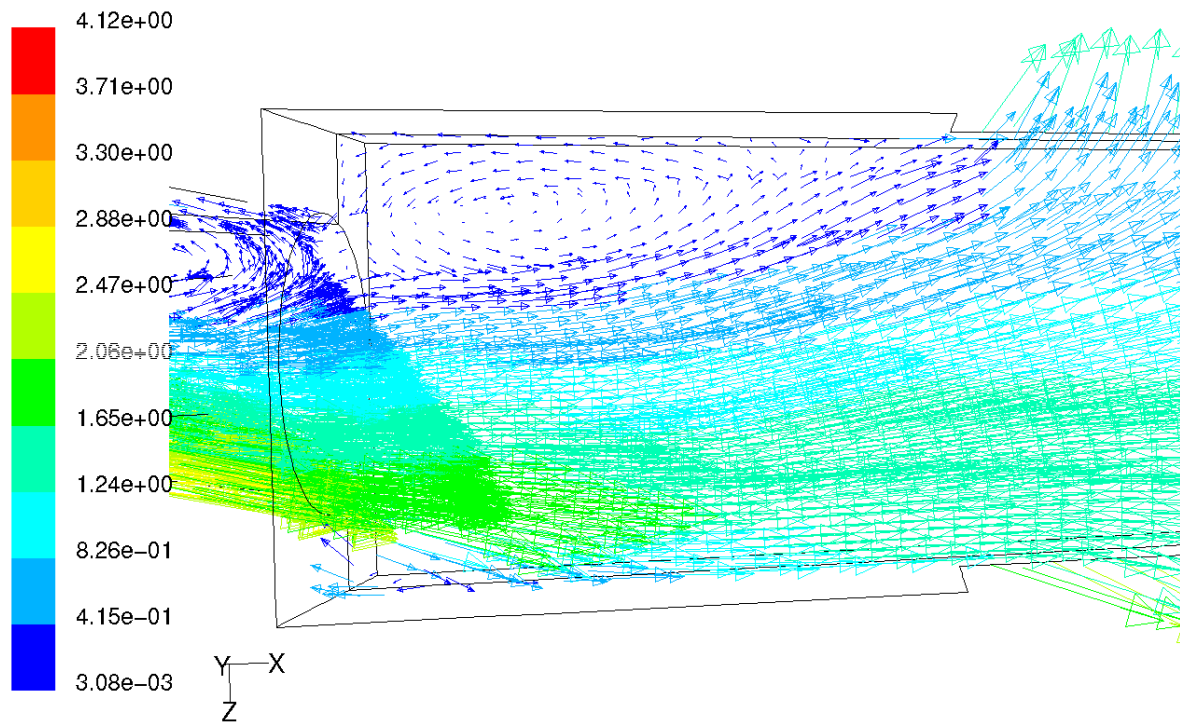
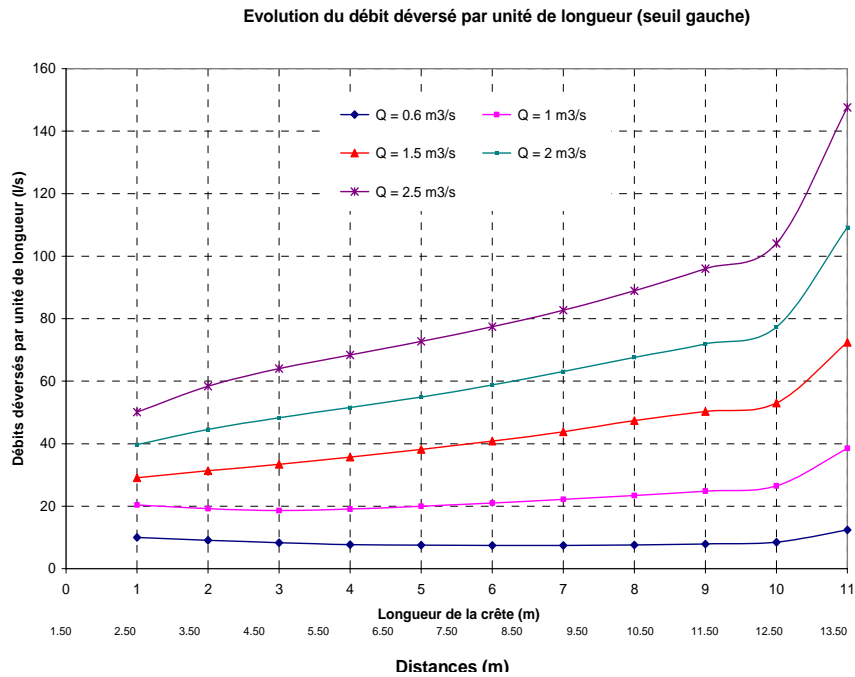


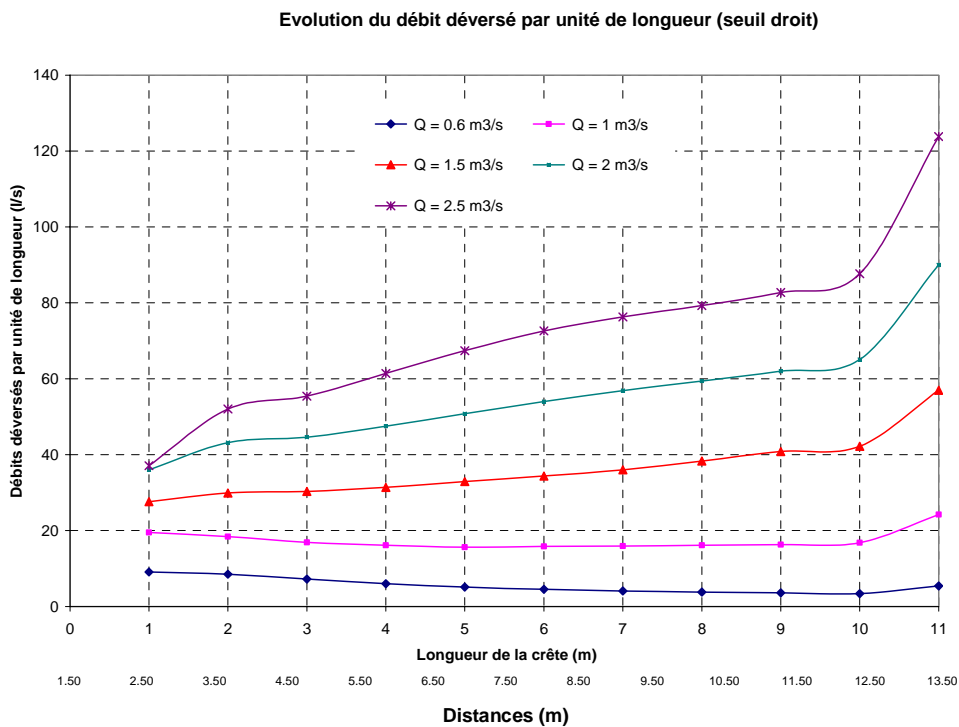
Figure 127 : Recirculations au niveau de la surface libre en vue de dessus ( $2 \text{ m}^3/\text{s}$ )

Les (Figure 128) et (Figure 129) montrent l'évolution du débit déversé par unité de longueur le long des seuils gauche et droit.



**Figure 128 : Évolution du débit déversé par unité de longueur (seuil gauche)**

On constate que, entre 1 et 10 m, le débit déversé est quasiment constant le long du seuil gauche, pour les débits amont de 0.6 et 1 m<sup>3</sup>/s. Le déversement est favorisé à l'aval du seuil. Au delà de 1 m<sup>3</sup>/s, le débit déversé augmente de l'amont vers l'aval. Le débit déversé le plus élevé se situe entre 10 et 11 m. En effet, dans cette zone la hauteur de crête est légèrement plus basse (de quelques centimètres) et la hauteur d'eau au dessus du seuil est plus élevée (Figure 120).



**Figure 129 : Évolution du débit déversé par unité de longueur (seuil droit)**

On constate que, entre 4 et 10 m, le débit déversé est quasiment constant le long du seuil droit, pour les débits amont de 0.6 et 1 m<sup>3</sup>/s. Pour ces deux débits amont, le déversement est

favorisé à l'amont et à l'aval du seuil. Le déversement important entre 1 et 2 m est dû à l'influence du coude (Figure 123). Au delà de 1 m<sup>3</sup>/s, les explications données précédemment sont aussi valables pour le seuil droit.

## 5.5. Traitement des résultats de simulation en temps de pluie

A partir des résultats de simulations numériques, nous recherchons une loi de fonctionnement du déversoir de la forme :  $Q_{\text{déversé}} = a \times h^b$ , avec h, la hauteur d'eau au dessus du seuil (seuil droit, seuil gauche ou batardeau). Les résultats des différentes simulations permettent de caler les coefficients de cette équation.

Pour le calcul des débits déversés au droit des seuils droit et gauche, la hauteur d'eau est extraite à 20 cm de chaque seuil suivant la direction transversale et à l'abscisse 18.30 m suivant la longitudinale, soit à 14.7 m de l'entrée du DO. La loi de déversement au niveau du batardeau est obtenue grâce à une hauteur d'eau extraite à 8 m de l'entrée du coude vers l'amont, à l'abscisse 5.45 m (Figure 122).

### 5.5.1. Loi de déversement seuil gauche

Nous donnons ci-dessous, la loi qui permet de calculer le débit déversé au droit du seuil gauche. Elle s'écrit :

$$Q_{\text{déversé}} = 15.114 \times h^{1.366} \quad (1)$$

Le tableau suivant fournit les différences entre le débit déversé calculé par l'équation (1) et celui calculé lors de la simulation 3D :

| Qentrée<br>(m3/s) | Heau sur<br>seuil gauche<br>(m) | Qdév seuil<br>gauche<br>(m3/s) | Q dév calculé<br>(m3/s) | Erreur |
|-------------------|---------------------------------|--------------------------------|-------------------------|--------|
| 0.6               | 0.03                            | 0.101                          | 0.126                   | 20%    |
| 1                 | 0.05                            | 0.254                          | 0.252                   | -1%    |
| 1.5               | 0.08                            | 0.476                          | 0.480                   | 1%     |
| 2                 | 0.1                             | 0.687                          | 0.650                   | -5%    |
| 2.5               | 0.13                            | 0.911                          | 0.931                   | 2%     |

**Tableau 14 : Différences entre les débits déversés calculés par la simulation et par la loi pour le seuil gauche**

La différence la plus élevée est de 20 % ( $Q_{\text{entrée}} = 0.6 \text{ m}^3/\text{s}$ ). On constate que pour les débits d'entrée de 1 et 1.5 m<sup>3</sup>/s, les différences en valeur absolue sont de 1 %.

### 5.5.2. Loi de déversement seuil droit

La loi obtenue s'écrit :

$$Q_{\text{déversé}} = 7.556 \times h^{1.089} \quad (2)$$

Les différences entre le débit déversé calculé par l'équation (2) et celui calculé lors de la simulation 3D sont exposées dans le tableau suivant :

| Qentrée<br>(m3/s) | Heau sur<br>seuil droit<br>(m) | Qdév seuil<br>droit (m3/s) | Q dév calculé<br>(m3/s) | Erreur |
|-------------------|--------------------------------|----------------------------|-------------------------|--------|
| 0.6               | 0.01                           | 0.06                       | 0.050                   | -18%   |
| 1                 | 0.04                           | 0.195                      | 0.227                   | 18%    |
| 1.5               | 0.07                           | 0.401                      | 0.417                   | 4%     |
| 2                 | 0.09                           | 0.609                      | 0.549                   | -10%   |
| 2.5               | 0.13                           | 0.796                      | 0.819                   | 3%     |

**Tableau 15 : Différences entre les débits déversés calculés par la simulation et par la loi pour le seuil droit**

Bien que la puissance soit plus faible que pour le cas du seuil gauche, les différences sont plus élevées, sauf pour le premier débit d'entrée. Pour réduire ces différences, nous avons cherché à élaborer une loi en mesurant la hauteur d'eau à 20 cm du seuil gauche (hauteur mesurée au même endroit que celle utilisée pour calculer le débit déversé au droit du seuil gauche).

La loi obtenue est la suivante :

$$Q_{\text{déversé}} = 8.822 \times h^{1.082} \quad (3)$$

Dans l'équation (3), h est obtenue comme suit :  $h = H_{\text{eau}} - W_{\text{droit}}$  ; avec :

- Heau : Hauteur d'eau mesurée à 20 cm du seuil gauche (même emplacement que lors du calcul du débit déversé au droit du seuil gauche c'est à dire à l'abscisse 18.3 m),
- Wdroit : Hauteur du seuil droit à l'abscisse 18.3 m.

Le (Tableau 16) montre les différences entre le débit déversé calculé par l'équation (3) et celui calculé lors de la simulation 3D :

| Qentrée<br>(m3/s) | Heau sur<br>seuil droit<br>(m) | Qdév seuil<br>droit (m3/s) | Q dév calculé<br>(m3/s) | Erreur |
|-------------------|--------------------------------|----------------------------|-------------------------|--------|
| 0.6               | 0.01                           | 0.061                      | 0.060                   | -1%    |
| 1                 | 0.03                           | 0.192                      | 0.198                   | 3%     |
| 1.5               | 0.06                           | 0.401                      | 0.420                   | 5%     |
| 2                 | 0.08                           | 0.609                      | 0.574                   | -6%    |
| 2.5               | 0.11                           | 0.796                      | 0.810                   | 2%     |

**Tableau 16 : Différences obtenues en mesurant la hauteur d'eau à 20 cm du seuil gauche**

### 5.5.3. Loi de déversement batardeau

La loi qui permet de calculer le débit déversé au droit du batardeau est la suivante :

$$Q_{\text{déversé}} = 6.806 \times h^{1.5} \quad (4) ;$$

Où :  $h = H_{\text{amont}} - W_{\text{batardeau}}$  ; avec :

- Hamont : Hauteur d'eau dans le collecteur amont à 8 m de l'entrée du coude (abscisse 5.45 m),
- Wbatardeau : Hauteur du batardeau.

L'équation (4) n'est valable que pour les débits inférieurs ou égaux à 1.5 m<sup>3</sup>/s.

Le (Tableau 17) montre les différences entre le débit déversé calculé par l'équation (3) et celui calculé lors de la simulation 3D :

| Qentrée<br>(m3/s) | Heau sur<br>batardeau<br>(m) | Qdév<br>batardeau<br>(m3/s) | Q dév calculé<br>(m3/s) | Erreur |
|-------------------|------------------------------|-----------------------------|-------------------------|--------|
| 0.6               | 0.07                         | 0.122                       | 0.126                   | 3%     |
| 1                 | 0.1                          | 0.196                       | 0.215                   | 10%    |
| 1.5               | 0.11                         | 0.267                       | 0.248                   | -7%    |

**Tableau 17 : Différences entre les débits déversés calculés par la simulation et par la loi pour le batardeau**

## 5.6. Conclusion

L'étude présentée a montré que la modélisation tridimensionnelle à l'aide du code de calcul FLUENT permet de simuler le fonctionnement hydraulique du déversoir de Fontainebleau en vue de son instrumentation.

Compte tenu de la difficulté à évaluer l'évolution du dépôt au cours du temps, les simulations ont été réalisées dans une configuration particulière, à savoir lorsque la hauteur de dépôt est de 0.4 m dans le déversoir, de 0.6 m à l'amont du seuil de mesure dans le compartiment aval et lorsque la pente globale du radier du déversoir est de 2 ‰.

La condition à la limite aval est un seuil.

En utilisant les débits amont maximums de temps sec, les premières simulations nous ont permis d'ajuster la hauteur de ce seuil afin de représenter l'effet du coude et du dégrilleur situés à l'aval de la vanne.

Hormis les trois lois de déversement, nous avons établi une loi donnant le débit acheminé vers la station de traitement. Cette loi tient compte de la transition entre un modèle de seuil et un modèle de vanne.

Le calcul du débit déversé à travers les seuils droit et gauche se fait grâce à l'extraction de la hauteur d'eau à 20 cm du seuil gauche suivant la transversale et à 14.7 m de l'entrée du déversoir. La loi de déversement au niveau du batardeau fait intervenir la hauteur d'eau extraite à 8 m de l'entrée du coude vers l'amont.

## **Chapitre 2 : Sélestat**

### **1. Contexte et objectifs**

La Communauté de Communes de Sélestat compte environ 41000 habitants et se situe à une distance de 45 kilomètres au sud de Strasbourg. Elle se doit de satisfaire aux prescriptions de l'arrêté du 22 décembre 1994, notamment en matière d'autosurveillance, qui impose la mise en place de dispositifs de mesures des débits déversés par les déversoirs. Six déversoirs sont concernés par ces mesures (DO E, C, A, 1, G et M).

La démarche entamée par la Communauté de Communes de Sélestat en 1999, visant à instrumenter son réseau, entre dans le champ des thématiques de recherche du laboratoire « Systèmes Hydrauliques Urbains », plus particulièrement en ce qui concerne l'hydraulique des réseaux, la modélisation et la métrologie. La collectivité a confié, à l'ENGEES, et plus particulièrement au laboratoire « Systèmes Hydrauliques Urbains », une mission d'études et de recherches destinée à appuyer la démarche d'instrumentation et d'études qu'elle a lancée dès l'automne 2001.

Les objectifs recherchés par la Communauté de Communes sont :

- une meilleure connaissance du fonctionnement de son système d'assainissement (réseau + STEP)
- la mise en place de l'autosurveillance du réseau.

Compte tenu des conditions du site, à savoir :

- 30 cm de dépôt dans les conduites (après deux événements pluvieux),
- impossibilité d'instrumenter la conduite de décharge par un capteur de mesures de débit (conduite de décharge inexistante et niveau du milieu naturel au niveau du radier du déversoir).

Nous avons proposé un nouveau mode d'instrumentation des six déversoirs d'orage du réseau de Sélestat soumis à l'autosurveillance. Le but est de déterminer le débit déversé en mesurant plusieurs hauteurs d'eau dans les différents ouvrages et en utilisant la modélisation 3D.

La première étape a consisté à valider notre approche sur le pilote expérimental « déversoir d'orage ». Ensuite, nous avons appliqué notre démarche au site de Sélestat. Les résultats des simulations 3D nous ont permis de comprendre le comportement hydraulique de ces ouvrages. Ainsi, nous avons pu proposer un emplacement objectif des capteurs de hauteurs d'eau. Une étude rigoureuse sur les conditions aux limites s'est avérée capitale pour déterminer les lois de fonctionnement de chaque déversoir.

### **2. Description et fonctionnement général du réseau**

Le réseau d'assainissement de la Communauté de Communes de Sélestat est essentiellement de type unitaire. Il draine un bassin versant total d'environ 500 ha. Un collecteur principal longe l'Ill, depuis le stade municipal jusqu'à la station. Une série de 4 grands collecteurs viennent se greffer sur cette conduite pour raccorder les différents quartiers et sous bassins versants du secteur Sud de la ville. Pour soulager le réseau par temps de pluie, quatre déversoirs principaux (DO E, C, A et 1) sont en place avec des conceptions diverses, crêtes hautes et basses, à géométrie très variable. Un collecteur de délestage sur le secteur Nord du

réseau a été récemment implanté ainsi qu'un déversoir d'orage (DO M) associé à une station de pompage refoulant vers la station de traitement.

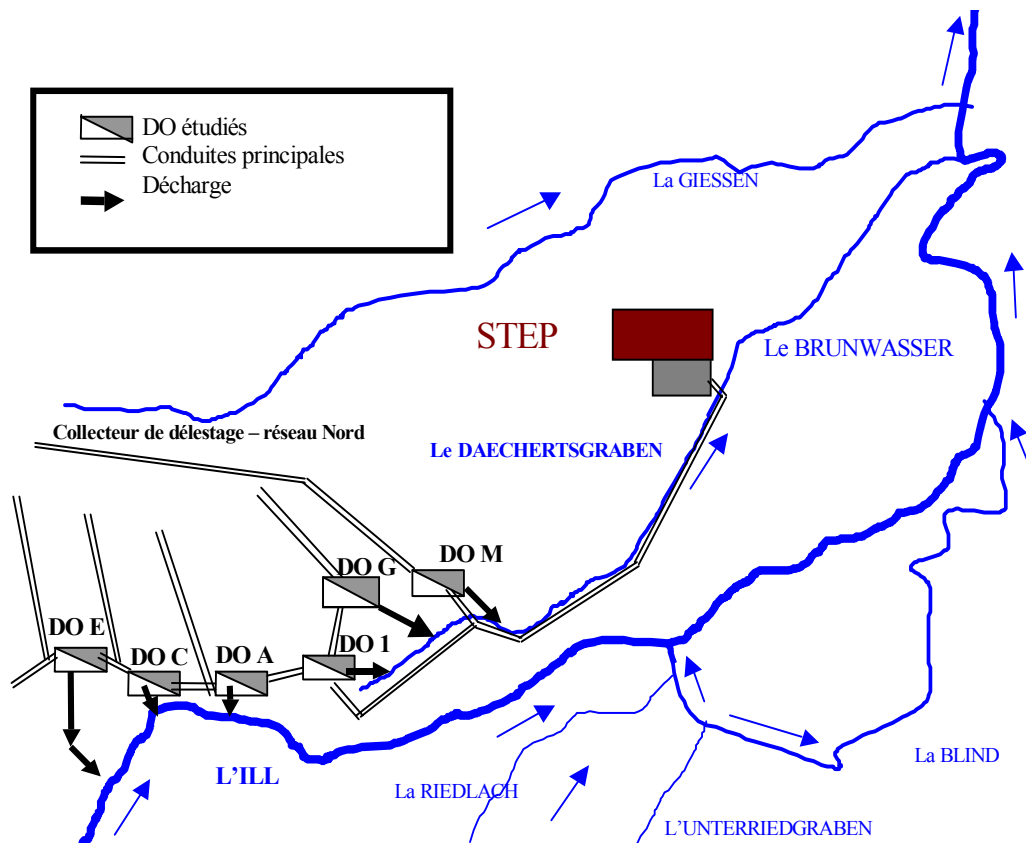


Figure 130 : Plan de situation des DO de Sélestat

### 3. Modélisation des déversoirs

#### 3.1. Caractéristiques géométriques des ouvrages étudiés

Les six déversoirs du réseau de Sélestat, proposés à l'instrumentation, ont des caractéristiques géométriques nettement plus complexes que celles des déversoirs du pilote « déversoir d'orage ». Cinq déversoirs sont effectivement latéraux, dont deux avec deux à trois conduites amont (Figure 131).



**Figure 131 : Déversoir latéral du réseau de Sélestat (DO A)**

Deux d'entre eux sont curvilignes, dont un avec une crête en forme d'arc de cercle à 90° (DO G). La (Figure 132) présente le DO 1 du réseau de Sélestat.



**Figure 132 : Déversoir curviligne du réseau de Sélestat (DO 1)**

Le sixième déversoir (DO E) est globalement latéral avec une entrée perpendiculaire, au milieu de la crête. Les caractéristiques géométriques de ces ouvrages sont groupées dans le tableau suivant.

| DO | Longueur (m) | Longueur/Diamètre amont | Hauteur (m) | Hauteur/Diamètre aval | Type       |
|----|--------------|-------------------------|-------------|-----------------------|------------|
| A  | 13.15        | 4.55<br>Seuil long      | 1.1         | 0.68<br>Crête basse   | Rectiligne |
| C  | 8.12         | 2.7                     | 1.1         | 0.78                  | Rectiligne |



|   |       | Seuil court        |      | Crête basse         |                    |
|---|-------|--------------------|------|---------------------|--------------------|
| E | 10    | 3.7<br>Seuil long  | 1.16 | 0.83<br>Crête basse | Latéral et frontal |
| G | 8     | 6.15<br>Seuil long | 0.95 | 3.16<br>Crête haute | Curviligne         |
| 1 | 6.3   | 1.3<br>Seuil court | 1.4  | 2.3<br>Crête haute  | Curviligne         |
| M | 12.06 | 5.5<br>Seuil long  | 1.48 | 1.23<br>Crête haute | Rectiligne         |

**Tableau 18 : Caractéristiques géométriques des déversoirs**

Remarque : La crête est dite courte si le rapport longueur de la crête sur diamètre amont est inférieur à 3.

Les conduites principales sont des ovoïdes (hauteur variant de 1.3 m à 2 m). Trois DO sont alimentés par plusieurs conduites, ce qui donne des géométries complexes. La rugosité standard de Strickler utilisée est de 70.

Le Tableau 19 regroupe les paramètres géométriques des canalisations amont et aval de ces ouvrages.

|    | Conduite amont |   |                           | Conduite aval                                |           |
|----|----------------|---|---------------------------|--|-----------|
| DO | Nombre         | Taille (mm)   | Pente (%)                 | Taille (mm)                                  | Pente (%) |
| A  | 2              | T 1467/1100 (4/3)<br>T 1605/1070 (1.5)                  | 0.072<br>0.072            | ∅ 1600                                       | 0.072     |
| C  | 2              | T 2133/1600 (4/3)<br>T 1305/870 (1.5)                   | 0.05<br>0.03              | T 1467/1100                                  | 0.1       |
| E  | 4              | T 1350/900 (1.5)<br>∅ 600<br>T 1600/1200 (4/3)<br>∅ 800 | 0.06<br>0.5<br>0.2<br>0.4 | T 1395/930 (1.5)                             | 0.13      |
| G  | 1              | ∅ 1300  | 0.53                      | ∅ 300<br>Refoulement 25 l/s                  | 0.18      |
| 1  | 1              | ∅ 1600  | 0.44                      | ∅ 600<br>Refoulement 160 l/s et vanne murale | 0.04      |
| M  | 1              | ∅ 2200  | 0.17                      | ∅ 1200                                       | 0.27      |

**Tableau 19 : Caractéristiques géométriques des collecteurs**

Le régime d'écoulement des eaux dans ces collecteurs amont et aval est fluvial compte tenu des faibles pentes (de l'ordre de 0.7m/Km), caractéristiques de la plaine alsacienne.

### 3.2. Maillage

Le maillage réalisé est composé, dans certains cas, d'une combinaison d'éléments hexaédriques et tétraédriques et compte entre 100 000 et 150 000 volumes élémentaires. Les images suivantes nous montrent la forme et le maillage des DO étudiés.

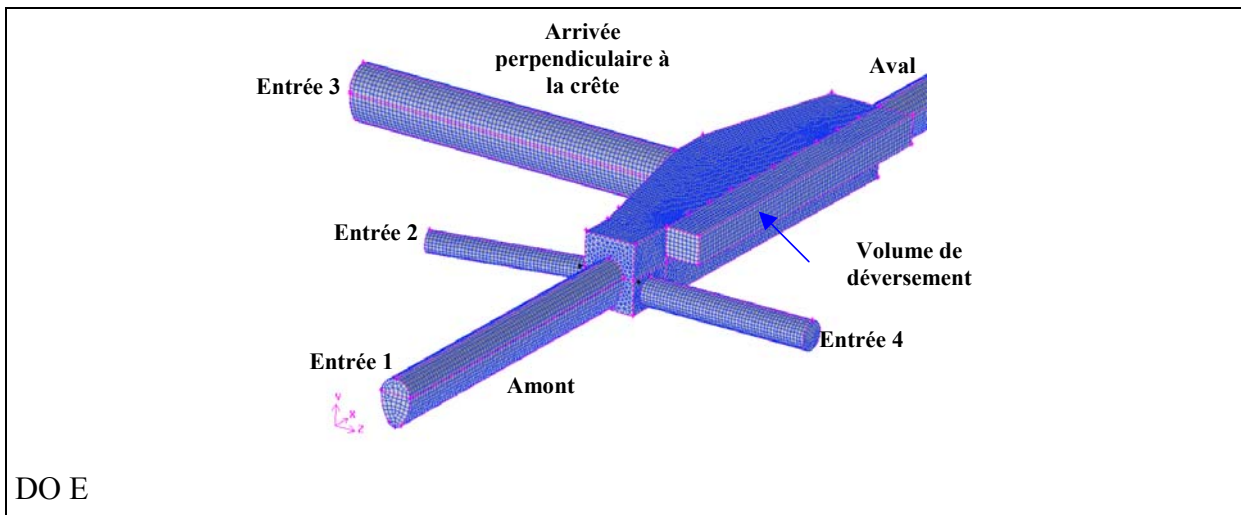


Figure 133 : Maillage du déversoir le plus complexe du réseau de Sélestat

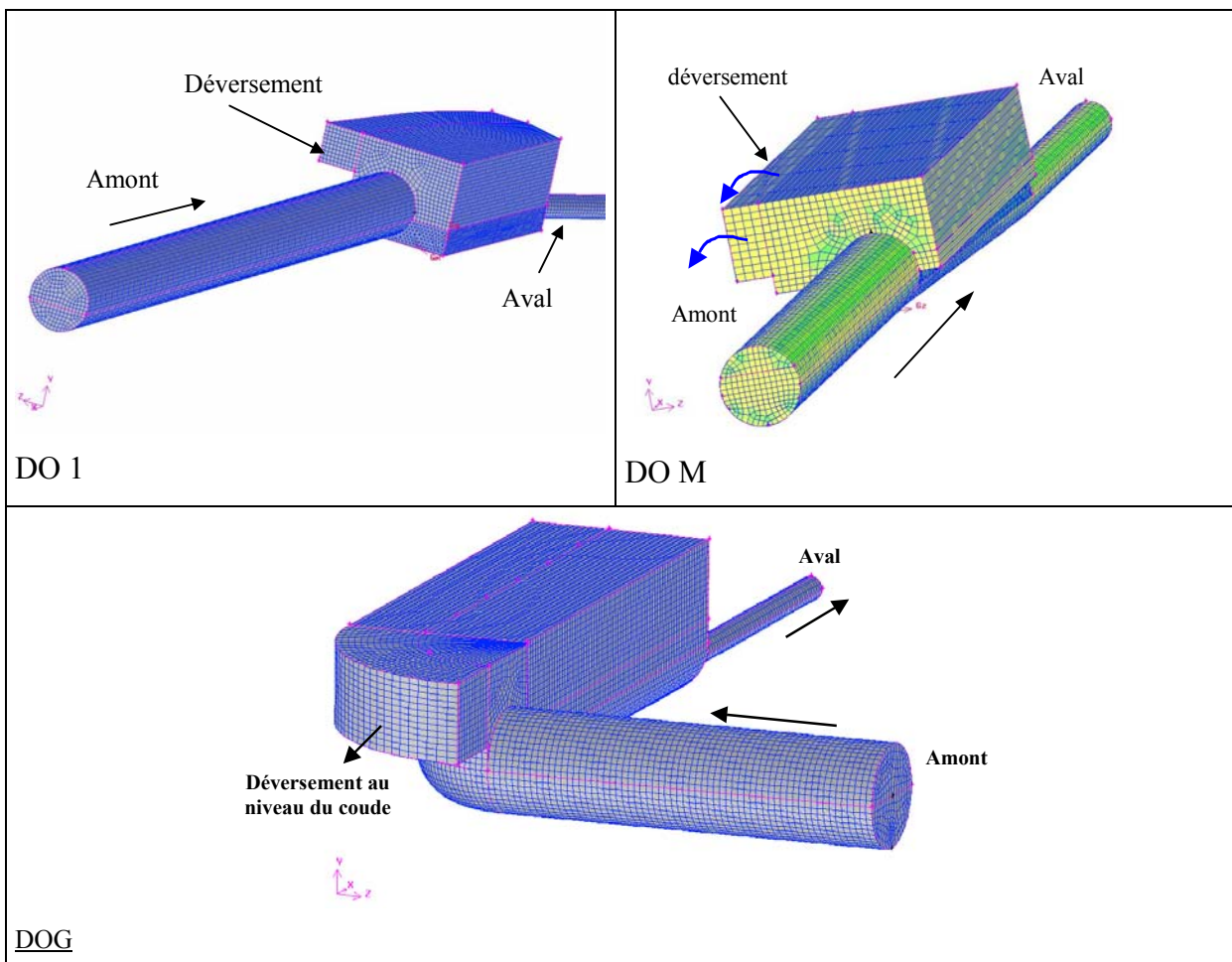


Figure 134 : Maillage des déversoirs de Sélestat

### 3.3. Conditions aux limites et initiales

Étant données les faibles pentes des conduites du réseau de Sélestat, le régime d'écoulement est fluvial. Par conséquent, il convient de prendre en compte l'influence aval lors des simulations. La hauteur d'eau initiale dans les conduites amont est prise proche des hauteurs des différents seuils d'autant plus que c'est le comportement de l'ouvrage en phase de déversement qui nous intéresse. Les déversoirs sont situés les uns à la suite des autres (voir Figure 130). Nous simulons donc, en premier lieu, les écoulements au niveau du DO1, situé le plus à l'aval du réseau. Nous détaillons dans ce qui suit la démarche suivie pour définir les conditions aux limites pour chaque déversoir.

### 3.4. Déversoirs ayant une station de pompage à l'aval

Les déversoirs 1, M et G ont une station de pompage située à l'aval. Elle refoule vers la station de traitement des eaux usées. La condition limite aval de ces ouvrages correspond donc au débit de pompage, à savoir 160 l/s pour le DO 1, 25 l/s pour le DO G et 260 l/s pour le DO M. Il suffit d'imposer une vitesse de sortie de telle sorte que le produit de cette vitesse par la pleine section donne le débit refoulé.

#### 3.4.1. Le DOA

L'écoulement dans ce déversoir est de type fluvial. Par conséquent, le fonctionnement de l'ouvrage est influencé par sa conduite aval. De manière à limiter la longueur de cette conduite lors de la modélisation, et ainsi optimiser le temps de calcul, nous imposons une condition limite à l'aval du DO A reproduisant l'influence du DO 1 sur le fonctionnement du DO A. Ainsi, pour déterminer la condition limite dans cette conduite, nous établissons à l'aide du code de calcul Fluent la loi « hauteur-débit » au niveau de la conduite d'arrivée dans le DO 1. La formule de Manning Strickler nous permet de calculer les pertes de charges linéaires dans cette conduite (Hager, 1999). L'objectif est de trouver une loi « hauteur-débit » du type Hamont =  $f(Q)$  sur une section de conduite située à 10 m à l'aval du DO A.

Le débit à partir duquel la conduite est en charge est de  $2 \text{ m}^3/\text{s}$ , et le débit maximum transitant dans cette conduite est d'environ  $4,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Juste à l'aval du DO A, nous distinguons deux cas : le cas où la conduite est en charge (pour la plage des débits de  $[2 - 4,5] \text{ m}^3/\text{s}$ ) et celui où l'écoulement est à surface libre (pour des débits de  $[0,9 - 2] \text{ m}^3/\text{s}$ ).

#### a. Pour un écoulement en charge $Q = [2 \text{ à } 4,5] \text{ m}^3/\text{s}$ :

Pour un écoulement en charge, la formule de Manning Strickler nous donne la perte de charge dans la conduite en posant  $R_h = D/4$  (Hager, 1999). Nous pouvons donc établir une loi « hauteur-débit » pour cette plage de débit  $Q = [2 - 4,5] \text{ m}^3/\text{s}$ . La charge aval (Haval) est donnée par la simulation du DO 1.

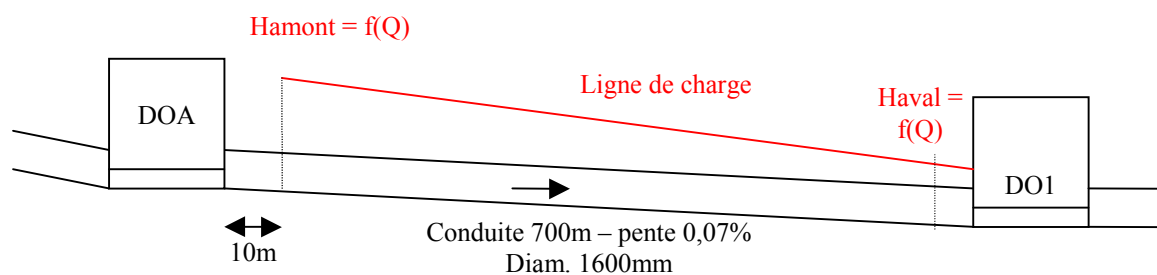


Figure 135 : Ligne de charge entre le DOA et le DO1 pour  $Q = [2 \text{ à } 4,5] \text{ m}^3/\text{s}$

b. Pour un écoulement à surface libre  $Q = [0,9 \text{ à } 2] \text{ m}^3/\text{s}$  :

Dans cette plage de débit  $[0,9 - 2] \text{ m}^3/\text{s}$ , l'écoulement dans la conduite est d'abord à surface libre et ensuite en charge. Nous déterminons ce point de mise en charge en calculant la perte de charge dans la conduite à l'aide de la formule de Manning-Strickler. Ensuite, nous déterminons la charge sur une section de la conduite à 10 m à l'aval du DO A, grâce à la construction de la courbe de remous. Dans notre cas de figure, il s'agit d'une courbe de remous de type M1.

Ainsi, nous obtenons la loi « hauteur-débit » à 10 mètres à l'aval du DO A.

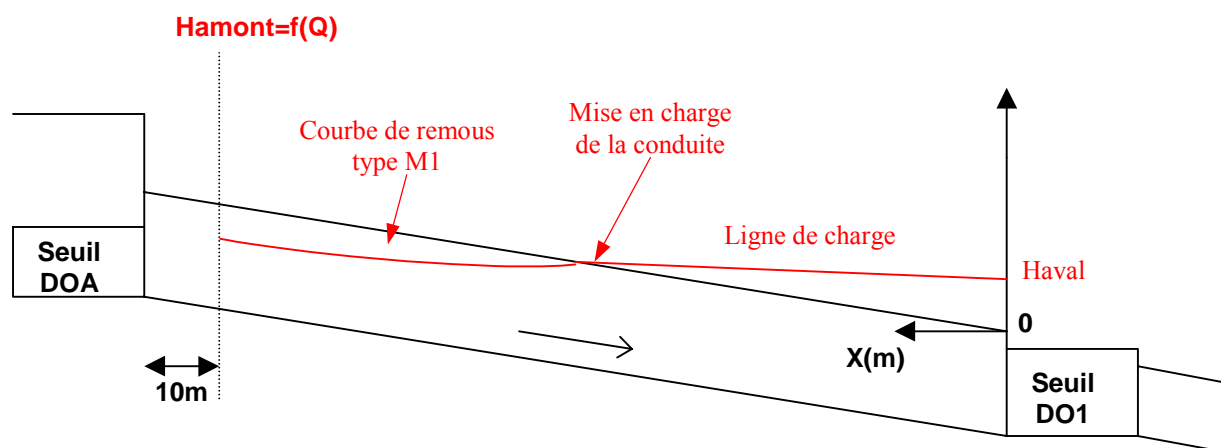


Figure 136 : Ligne de charge entre le DOA et le DO1 pour  $Q = [0,9 \text{ à } 2] \text{ m}^3/\text{s}$

La position du passage en charge/surface libre est en réalité très difficile à déterminer. C'est une position très instable car de très faibles variations de débits entraînent un déplacement important de ce point. Une loi de ce type est peu sensible à la position du point de mise en charge, sauf si ce dernier est très proche du DO A. Le tableau suivant récapitule les deux lois « hauteur-débit » citées ci-dessus, à savoir les lois Haval = f(Q) et Hamont = f(Q).

| Q (m3/s) | Haval (m) | V (m/s) | J (m/m)  | x (m)  | Hamont (m) |
|----------|-----------|---------|----------|--------|------------|
| 0.90     | 1.60      | 0.448   | 0.000139 | 0      | 1.20       |
| 1.08     | 1.61      | 0.537   | 0.000201 | 20     | 1.25       |
| 1.27     | 1.62      | 0.632   | 0.000277 | 47     | 1.31       |
| 1.45     | 1.63      | 0.721   | 0.000361 | 89     | 1.37       |
| 1.63     | 1.64      | 0.811   | 0.000457 | 164    | 1.44       |
| 1.82     | 1.65      | 0.905   | 0.000570 | 383    | 1.54       |
| 2.02     | 1.66      | 1.005   | 0.000702 | -38486 | 1.60       |
| 2.50     | 1.69      | 1.243   | 0.001075 | -240   | 1.95       |
| 3.50     | 1.74      | 1.741   | 0.002106 | -100   | 2.71       |
| 4.50     | 1.76      | 2.238   | 0.003482 | -58    | 3.68       |

Tableau 20 : Loi « hauteur-débit » à l'amont et à l'aval de la conduite A-1

x (m) représente la position du point de mise en charge de la conduite et j (m/m) la pente de la ligne de charge (figure 3-28). Nous traçons la droite  $H_{\text{amont}}$  en fonction de  $\frac{V^2}{2g}$  dont la pente nous donne la valeur de k, coefficient de pertes de charge.

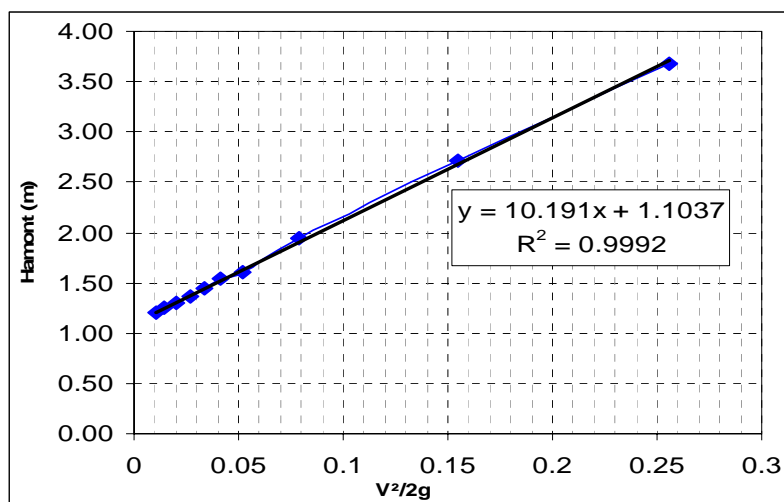


Figure 137 : Estimation du coefficient de perte de charge  $k$

La valeur de  $k$  est donc d'environ 10,2.

Pour modéliser l'influence aval du DO 1, nous devons reproduire la loi « hauteur-débit » établie précédemment à l'aval du DO A. Pour cela, nous positionnons un seuil dans la conduite à 20 m en aval du DO A. Ce seuil génère une perte de charge singulière du type :

$$k \times \frac{V^2}{2g}$$

Nous modélisons avec le logiciel FLUENT un tronçon de 20 mètres de conduite afin d'ajuster la hauteur du seuil. La perte de charge singulière générée par le seuil doit être équivalente aux pertes de charge linéaires de la conduite de 700 m. Nous comparons alors la charge  $H_{\text{amont}}$  à 10 m à l'aval du DO A calculée avec le logiciel Fluent et celle calculée avec les courbes de remous. La courbe suivante nous donne la loi  $H_{\text{amont}} = f(V^2/2g)$  avec une hauteur de seuil de 0,75 m. L'ajustement de la hauteur du seuil est réalisé pour un écoulement à surface libre.

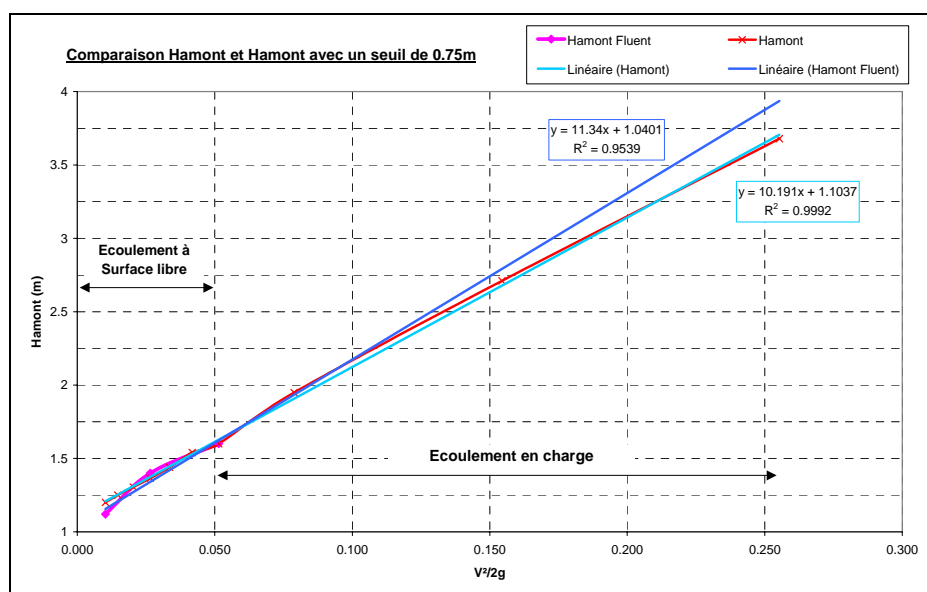


Figure 138 : Comparaison des lois Hamont =  $f(V^2/2g)$

Le coefficient de perte de charge avec un seuil de 0.75 m est de 11.3. Cette loi est linéaire et donc valable pour un écoulement en charge.

Ce seuil sera modélisé à l'aval du DO A afin de reproduire l'influence du DO 1 sur le fonctionnement du DO A. La figure suivante montre le positionnement du seuil dans la conduite aval du DO A.

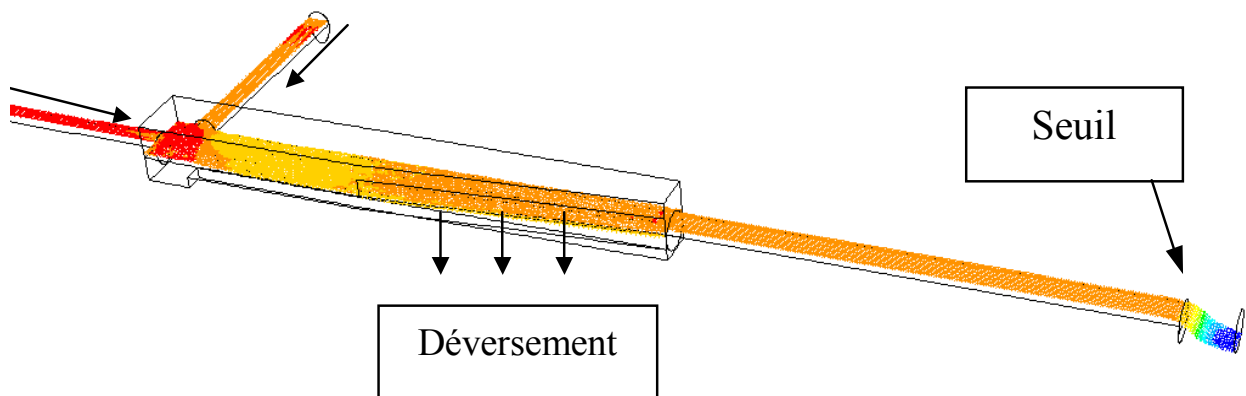


Figure 139 : Positionnement du seuil dans la conduite aval du DO A

### 3.4.2. Le DO C

La simulation des écoulements au niveau du DO A avec la condition aval définie précédemment nous permet d'obtenir la loi de la charge en amont du DOA, à savoir  $H_{\text{amont DOA}} = f(Q \text{ entrée})$ . De la même façon que pour le cas précédent, nous cherchons à reproduire l'influence du DO A sur le fonctionnement du DO C. A partir du calcul des courbes de remous dans la conduite, nous établissons alors la loi de la charge sur une section de la conduite à 10 m à l'aval du DO C.

| Q (m <sup>3</sup> /s) | H aval conduite (m) | H amont conduite (m) | V (m/s) |
|-----------------------|---------------------|----------------------|---------|
| 0.45                  | 1.15                | 1.07                 | 0.48    |
| 1.00                  | 1.24                | 1.23                 | 0.91    |
| 1.50                  | 1.36                | 1.45                 | 1.19    |
| 2.00                  | 1.47                | 1.75                 | 1.57    |
| 2.50                  | 1.54                | 1.92                 | 1.97    |
| 3.00                  | 1.76                | 2.34                 | 2.36    |

Tableau 21 : Lois « Hauteur-Débit » à l'amont et à l'aval de la conduite C-A

La conduite est en charge à l'aval à partir d'un débit de 2 m<sup>3</sup>/s alors que le débit « pleine section » en régime permanent uniforme est de 1.14 m<sup>3</sup>/s. Par conséquent, nous ne pouvons pas reproduire l'influence du DO A sur le fonctionnement du DO C en positionnant un seuil dans la conduite comme dans le cas précédent.

Nous avons procédé autrement, en imposant au niveau de la conduite aval du DO C, la hauteur d'eau simulée à l'amont du DO A. L'inconvénient de cette méthode est le fait de fixer une hauteur différente pour chaque débit d'entrée. Néanmoins, elle a permis de reproduire l'influence du DO A sur le fonctionnement hydraulique du DO C.

### 3.4.3. Le DO E

Les résultats des simulations du DO C nous ont permis de trouver la hauteur de seuil à imposer dans la conduite aval du DO E pour reproduire l'influence du DO C sur le fonctionnement hydraulique de ce dernier. Nous avons utilisé la démarche exposée précédemment.

#### 4. Résultats de simulation

Nous présentons les résultats de simulation du déversoir le plus complexe, c'est-à-dire le DO E. Nous supposons que la pluie a la même intensité dans les différents bassins versants alimentant les ouvrages étudiés. Les résultats attendus au niveau de la modélisation 3D permettant d'instrumenter les ouvrages sont :

- un profil de la surface libre au niveau du déversement
- une estimation des champs de vitesse ainsi qu'une estimation de l'évolution des débits déversés le long de la crête déversante.

Les figures suivantes montrent la forme de la surface libre (Figure 140), les lignes de courants et l'évolution du champ des vitesses (Figure 141) au niveau du DO E.

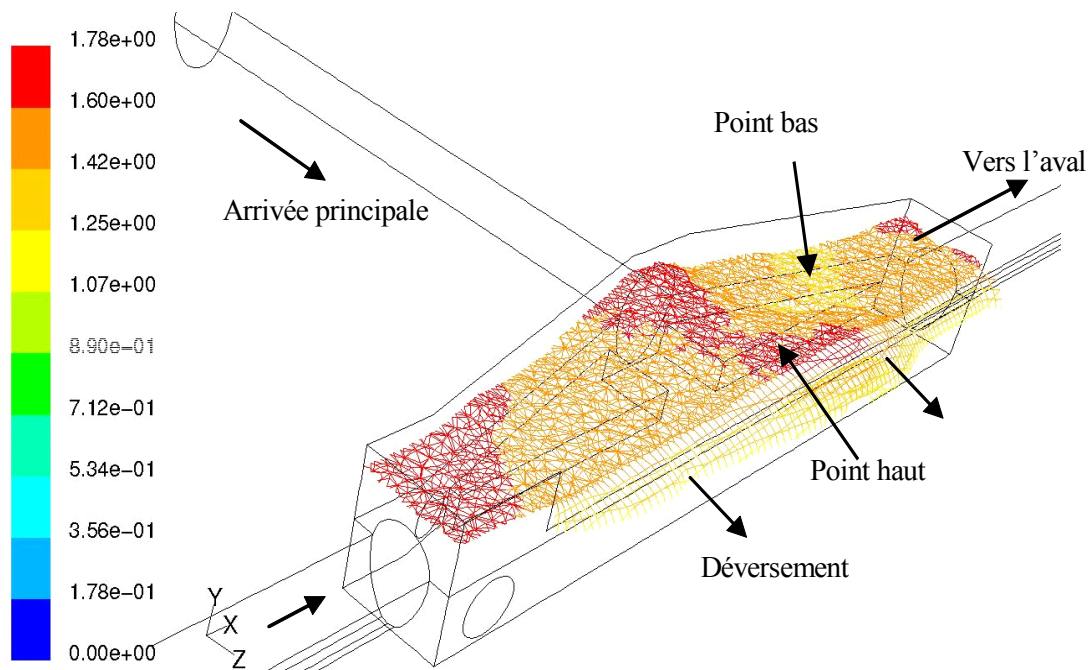


Figure 140 : Évolution de la hauteur de la surface libre dans le déversoir ( $Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ )

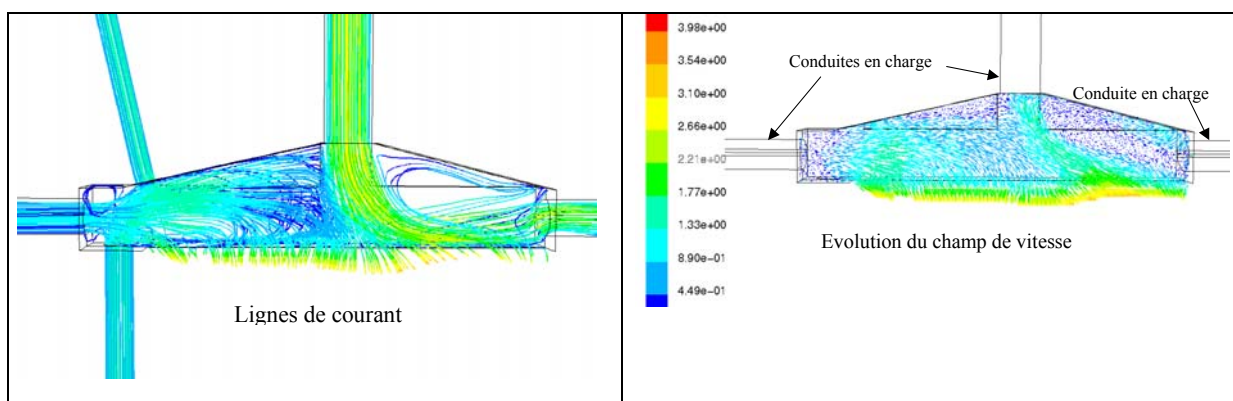
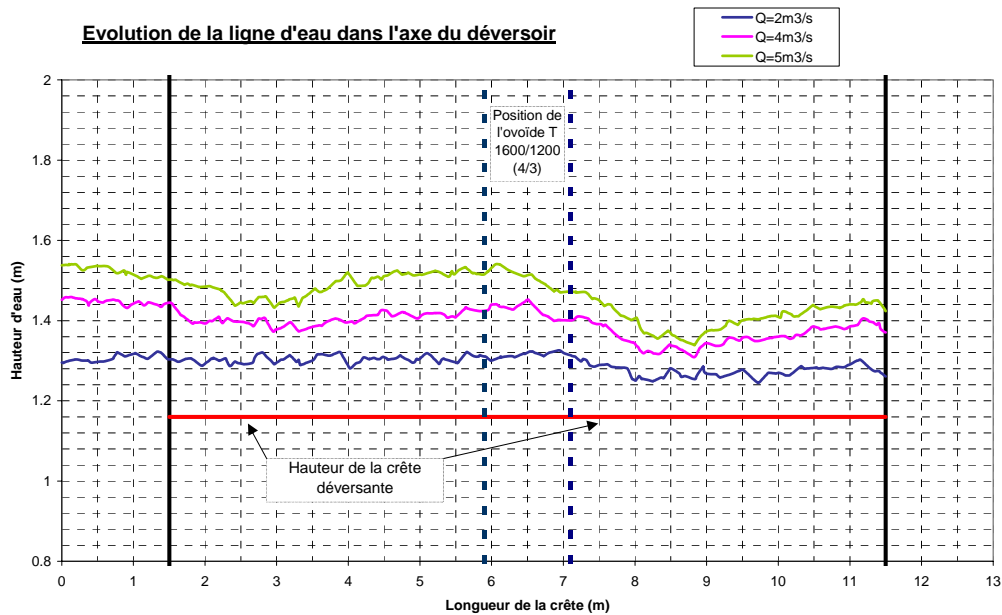


Figure 141 : Représentation des lignes de courant et du champ de vitesse dans le DO E ( $Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ )

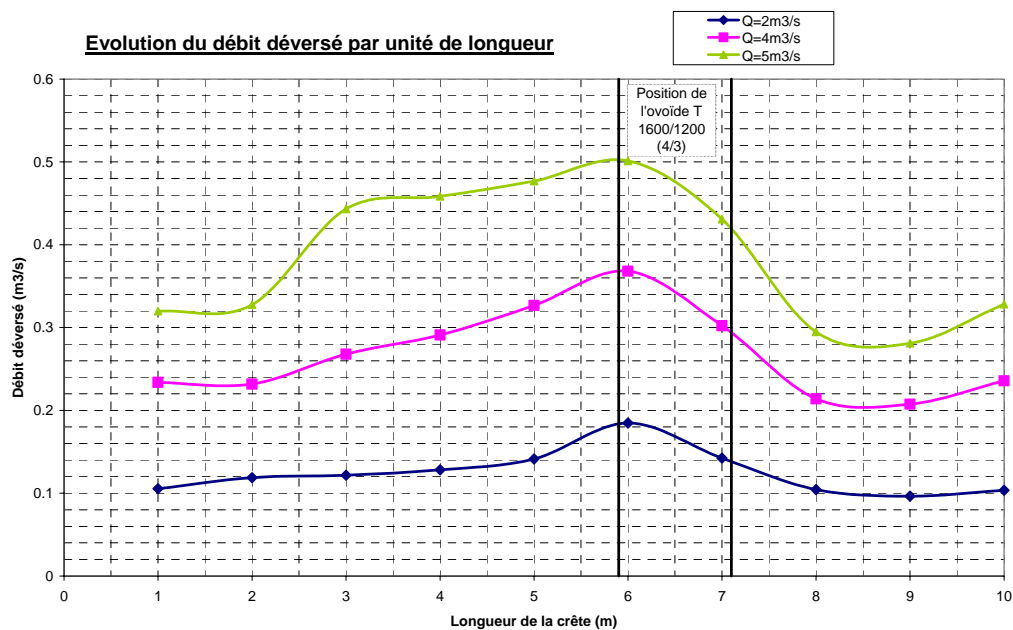
La surface libre au milieu de la crête est surélevée. Ceci est dû à l'apport de la conduite placée perpendiculairement à la crête. Le niveau de la surface libre baisse ensuite, à cause de l'entonnement. L'analyse de la ligne d'eau dans l'axe du déversoir et des courbes de débits conforte les interprétations faites sur la forme de la surface libre. Les figures suivantes

représentent la superposition des lignes d'eau (Figure 142) et l'évolution du débit déversé le long de la crête (Figure 143), pour les différents débits simulés.



**Figure 142 : Évolution de la ligne d'eau dans l'axe du DO E en fonction du débit**

La hauteur d'eau augmente avec le débit sur toute la longueur du déversoir. Les lignes d'eau simulées sont quelque peu saccadées. Cela provient du maillage non structuré tétraédrique dans le déversoir. La ligne d'eau atteint son maximum dans la zone d'influence de l'arrivée perpendiculaire. C'est également dans cette zone que le débit déversé par unité de longueur admet son maximum, comme l'indique la Figure 143.



**Figure 143 : Évolution du débit déversé par unité de longueur (DO E)**

La modélisation 3D constitue ainsi une aide précieuse à l'instrumentation car elle nous renseigne sur l'évolution de la ligne d'eau dans les ouvrages étudiés. Elle fournit des informations sur l'emplacement probable des capteurs sur site (un des emplacements pour le DO E est la zone d'influence de l'arrivée perpendiculaire à la crête).



## 5. Positionnement des capteurs et lois de fonctionnement

### 5.1. Positionnement des capteurs sur site

Le positionnement des sondes est guidé par le résultat des simulations du comportement hydrodynamique des différents DO et par l'étude faite sur le pilote expérimental. Grâce aux simulations 3D, nous avons des formes de la ligne d'eau envisageables sur les ouvrages de Sélestat et des débits déversés. Les sondes ultrasons sont placées au début, au milieu et à la fin de la crête, comme nous l'avons testé sur le pilote. Toutefois, pour garder une marge de manœuvre, un dispositif de rails permettant le déplacement des sondes a été prévu pour pouvoir affiner leur positionnement. La figure suivante montre un exemple d'installation des sondes sur rail.



**Figure 144 : Exemple d'installation sur rail**

Nous avons procédé à la vérification du positionnement des capteurs ultrasons ainsi qu'à leur étalonnage.

### 5.2. Lois de fonctionnement

La loi de fonctionnement de chaque ouvrage est calculée à partir des résultats des simulations numériques. Nous connaissons pour chaque ouvrage la forme de la ligne d'eau pour plusieurs débits amont, ainsi que le débit déversé. Donc, à partir des hauteurs d'eau simulées et relevées à l'emplacement des capteurs ultrasons, nous pouvons ainsi construire, pour chaque ouvrage, une relation donnant le débit déversé en fonction des hauteurs d'eau dans le déversoir. Les lois sont du même type que celles retenues après l'étude sur le pilote. Nous utilisons les résultats des simulations pour caler les coefficients de cette équation.

#### 5.2.1. DO 1

En utilisant une méthode de minimisation, nous obtenons la loi de déversement pour le DO 1 :

$$Q_{\text{déversé DO 1}} = 6.17 \times h_1^{1.28} + 7.19 \times h_2^{1.5}$$

| Q (m3/s) | h1(m) | h2(m) | Qdeversé simulation (m3/s) | Qdev-calculé (m3/s) | Erreur (%) |
|----------|-------|-------|----------------------------|---------------------|------------|
| 2        | 0.22  | 0.22  | 1.635                      | 1.625               | -0.64%     |
| 2.5      | 0.27  | 0.25  | 2.098                      | 2.047               | -2.43%     |
| 3.5      | 0.35  | 0.36  | 3.076                      | 3.156               | 2.59%      |
| 4.5      | 0.44  | 0.42  | 4.082                      | 4.108               | 0.63%      |
| 5.5      | 0.48  | 0.51  | 5.101                      | 5.024               | -1.51%     |
| 6        | 0.51  | 0.56  | 5.586                      | 5.613               | 0.49%      |

**Tableau 22 : Différences entre débits déversés simulés et calculés pour le DO 1**

Nous remarquons que l'instrumentation à l'aide de deux ultrasons peut suffire (mesure de  $h_1$  et  $h_2$ ). Les différences entre les débits déversés simulés et calculés sont faibles.

### 5.2.2. DOG

Une méthode d'optimisation classique permet d'obtenir la loi de déversement pour le DO G :

$$Q_{\text{déversé DOG}} = 8.86 \times h_1^{1.31} + 5.94 \times h_2^{1.5}$$

| Q (m3/s) | h1(m) | h2(m) | h3(m) | Qdeversé simulation (m3/s) | Qdev-calculé (m3/s) | Erreur (%) |
|----------|-------|-------|-------|----------------------------|---------------------|------------|
| 1        | 0.14  | 0.13  | 0.14  | 0.997                      | 0.951               | -4.57%     |
| 1.5      | 0.2   | 0.19  | 0.14  | 1.494                      | 1.566               | 4.84%      |
| 2        | 0.23  | 0.23  | 0.24  | 1.987                      | 1.946               | -2.09%     |
| 2.5      | 0.27  | 0.26  | 0.27  | 2.488                      | 2.502               | 0.57%      |
| 3        | 0.31  | 0.29  | 0.3   | 2.983                      | 2.987               | 0.12%      |
| 3.5      | 0.36  | 0.31  | 0.33  | 3.478                      | 3.468               | -0.28%     |

**Tableau 23 : Différences entre débits déversés simulés et calculés pour le DO G**

### 5.2.3. DOA

En utilisant la même méthode que précédemment, nous obtenons la loi de déversement suivante pour le DO A :

$$Q_{\text{déversé DOA}} = 1.78 \times h_2^{0.61} + 25.37 \times h_3^{1.60}$$

| Q (m3/s) | h1(m) | h2(m) | h3(m) | Qdeversé simulation (m3/s) | Qdev-calculé (m3/s) | Erreur (%) |
|----------|-------|-------|-------|----------------------------|---------------------|------------|
| 0.9      | 0.03  | 0.01  | 0.02  | 0.15                       | 0.156               | 4.12%      |
| 2        | 0.09  | 0.08  | 0.1   | 1.04                       | 1.019               | -1.97%     |
| 3        | 0.12  | 0.13  | 0.16  | 1.85                       | 1.866               | 0.84%      |
| 4        | 0.14  | 0.17  | 0.21  | 2.67                       | 2.694               | 0.88%      |
| 5        | 0.15  | 0.2   | 0.25  | 3.46                       | 3.429               | -0.91%     |
| 6        | 0.16  | 0.22  | 0.29  | 4.2                        | 4.208               | 0.20%      |

**Tableau 24 : Différences entre débits déversés simulés et calculés pour le DO A**

#### 5.2.4. DO C

De la même façon, nous obtenons la loi de déversement suivante pour le DO C :

$$Q_{\text{déversé DO C}} = 0.64 \times h_1^{0.50} + 15.85 \times h_2^{1.5} + 0.31 \times h_3^{1.50}$$

| Q (m3/s) | h1(m) | h2(m) | h3(m) | Qdeversé simulation (m3/s) | Qdev-calculé (m3/s) | Erreur (%) |
|----------|-------|-------|-------|----------------------------|---------------------|------------|
| 1.5      | 0.05  | 0.04  | 0.03  | 0.274                      | 0.272               | -0.67%     |
| 2        | 0.14  | 0.12  | 0.13  | 0.88                       | 0.914               | 3.88%      |
| 2.5      | 0.19  | 0.17  | 0.18  | 1.366                      | 1.415               | 3.60%      |
| 3        | 0.21  | 0.19  | 0.21  | 1.677                      | 1.638               | -2.35%     |
| 3.5      | 0.23  | 0.24  | 0.25  | 2.236                      | 2.211               | -1.10%     |
| 4        | 0.25  | 0.27  | 0.28  | 2.58                       | 2.592               | 0.46%      |

**Tableau 25 : Différences entre débits déversés simulés et calculés pour le DO C**

#### 5.2.5. DO E

De même, nous obtenons la loi de déversement suivante pour le DO E :

$$Q_{\text{déversé DOE}} = 8.46 \times h_2^{1.75} + 20.87 \times h_3^{1.42}$$

| Q (m3/s) | h1(m) | h2(m) | h3(m) | Qdeversé simulation (m3/s) | Qdev-calculé (m3/s) | Erreur (%) |
|----------|-------|-------|-------|----------------------------|---------------------|------------|
| 2        | 0.13  | 0.15  | 0.11  | 1.247                      | 1.220               | -2.18%     |
| 3        | 0.2   | 0.21  | 0.16  | 2.096                      | 2.105               | 0.45%      |
| 4        | 0.24  | 0.26  | 0.18  | 2.677                      | 2.638               | -1.47%     |
| 5        | 0.34  | 0.36  | 0.22  | 3.826                      | 3.856               | 0.79%      |
| 6        | 0.34  | 0.39  | 0.25  | 4.426                      | 4.554               | 2.89%      |
| 7        | 0.36  | 0.43  | 0.27  | 5.307                      | 5.195               | -2.12%     |

**Tableau 26 : Différences entre débits déversés simulés et calculés pour le DO E**

### 5.2.6. *DOM*

A l'aide d'une méthode d'optimisation, nous obtenons la loi de déversement suivante pour le DOM :

$$Q_{\text{déversé}_{\text{DOM}}} = 9.91 \times h_1^{1.62} + 23.48 \times h_2^{1.75}$$

| Q (m3/s) | h1(m) | h2(m) | h3(m) | Qdeversé simulation (m3/s) | Qdev-calculé (m3/s) | Erreur (%) |
|----------|-------|-------|-------|----------------------------|---------------------|------------|
| 4        | 0.21  | 0.3   | 0.34  | 3.73                       | 3.633               | -2.59%     |
| 6        | 0.31  | 0.38  | 0.47  | 5.75                       | 5.785               | 0.61%      |
| 8        | 0.32  | 0.47  | 0.62  | 7.776                      | 7.801               | 0.33%      |
| 10       | 0.33  | 0.55  | 0.73  | 9.706                      | 9.856               | 1.55%      |
| 12       | 0.37  | 0.6   | 0.86  | 11.675                     | 11.542              | -1.14%     |

**Tableau 27 : Différences entre débits déversés simulés et calculés pour le DOM**

### 5.3. Limites de la validité des lois

Il faut prendre en compte le fait que toutes ses modélisations ont été réalisées avec des conditions aux limites fixées. Par conséquent, si ces conditions aux limites sont modifiées par exemple par des formations de dépôt, le rajout d'un seuil, l'augmentation du débit pompé au poste de refoulement, la fermeture d'une vanne, les lois de déversement ne sont plus, a priori, valables.

Il convient d'avoir au moins deux ultrasons et de les positionner de telle sorte qu'ils puissent mesurer la hauteur d'eau en période de temps sec. Ceci est intéressant pour l'exploitation du réseau car l'installation de deux sondes permet de suivre l'état d'un capteur par rapport à l'autre. Les dérives et les incohérences lors d'une mesure peuvent ainsi être détectées.

## 6. Conclusion

Un nouveau mode d'instrumentation de six déversoirs du réseau de Sélestat, soumis à l'autosurveillance, a pu être mis en place. Il permet de déterminer le débit déversé en mesurant plusieurs hauteurs d'eau dans le déversoir et en utilisant la modélisation 3D.

Dans un premier temps, grâce aux modélisations des déversoirs de Sélestat et à l'étude sur le pilote, nous avons défini des emplacements des capteurs au niveau des déversoirs sur site. Dans un second temps, nous avons élaboré les lois « hauteur-débit » pour chaque ouvrage. Elles ont été calées à partir des résultats de la simulation numérique. La finalité de cette étude est de connaître le débit déversé à partir de l'acquisition des hauteurs d'eau pour chaque déversoir de Sélestat.

### **Chapitre 3 : Conclusion**

Dans cette partie, nous avons montré deux exemples concrets d'utilisation de la modélisation. La simulation est donc un outil performant pour établir un diagnostic du fonctionnement des ouvrages complexes, pour proposer une implantation des points de mesures de hauteurs d'eau et pour trouver les lois de déversement.

Les simulations nous ont permis d'extraire, pour chaque déversoir, un profil de la surface libre au niveau des déversements, le champ de vitesse au niveau de la surface libre et la courbe des débits déversés par unité de longueur le long de la crête déversante. Ces résultats ont été exploités pour établir les lois de déversement des ouvrages dans le but de répondre aux obligations réglementaires imposant la mise en place de l'autosurveillance. Le maillage des déversoirs, le modèle de turbulence, ainsi que l'étude des conditions aux limites et initiales ont fait l'objet d'une attention particulière. Ces paramètres sont déterminants pour réussir la modélisation 3D.

## **PARTIE VI - FICHES TECHNIQUES**

## INDEX DES FICHES TECHNIQUES

- Fiche N°1 : Articulations des textes (1)
- Fiche N°2 : Articulations des textes (2)
- Fiche N°3 : Apport de la loi n° 92-3 sur l'eau du 3 janvier 1992
- Fiche N°4 : Ouvrage soumis à Déclaration
- Fiche N°5 : Ouvrage soumis à Autorisation
- Fiche N°6 : Etude diagnostique
- Fiche N°7 : SDAGE
- Fiche N°8 : SAGE
- Fiche N°9 : Le déversoir d'orage et son environnement
- Fiche N°10 : Fiche d'identité de l'ouvrage
- Fiche N°11 : Critères géométriques pour identification précise des déversoirs
- Fiche N°12 : Quelques éléments de l'enquête
- Fiche N°13 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal à seuil haut
- Fiche N°14 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal à seuil bas, seuil mince rectangulaire sans contraction latérale nappe libre.
- Fiche N°15 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal à seuil bas, seuil mince rectangulaire à contraction latérale, nappe libre
- Fiche N°16 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal à seuil mince triangulaire, nappe libre
- Fiche N°17 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal à seuil mince à seuil trapézoïdal, nappe libre
- Fiche N°18 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal à seuil mince à seuil circulaire, nappe libre
- Fiche N°19 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal à seuil mince à section obéissant à une loi géométrique donnée, nappe libre
- Fiche N°20 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal à seuil rectangulaire épais, nappe libre
- Fiche N°21 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal épais à seuil normal et circulaire, nappe libre
- Fiche N°22 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal, nappe noyée
- Fiche N°23 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : le leaping weir
- Fiche N°24 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : formules empiriques, déversoir latéral à seuil court et long, unique et rectiligne
- Fiche N°25 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : énergie constante, déversoir latéral à seuil long à crête basse, avec entonnement

- Fiche N°26 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : évolution de la ligne d'eau sur un déversoir latéral rectangulaire
- Fiche N°27 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : évolution de la ligne d'eau sur un déversoir latéral circulaire
- Fiche N°28 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : conservation de la quantité de mouvement, Déversoir latéral à seuil long à crête basse, Avec entonnement, sans prise en compte du ressaut
- Fiche N°29 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : conservation de la quantité de mouvement, Déversoir latéral à seuil long à crête basse, Avec entonnement, avec prise en compte du ressaut
- Fiche N°30 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : amélioration de la formule de De Marchi :  $dQ/dx$
- Fiche N°31 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : formule de De Marchi  $dQ/dx$  dans le cas des seuils doubles avec hauteur de crête différente
- Fiche N°32 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir latéral à seuil long à crête haute, Unique
- Fiche N°33 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : orifices
- Fiche N°34 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : siphons
- Fiche N°35 : Ensemble des études du projet DO
- Fiche N°36 : Le logiciel de simulation CalDO
- Fiche N°37 : La modélisation 3D