



23536-3 RM



**Réalisation d'une maquette et modélisation  
physique du bassin de rétention Gentilly**

**PROGRAMME D'ETUDE SUR LA GESTION AUTOMATISEE  
DES OUVRAGES DE COLLECTE ET DE TRAITEMENT  
DES EAUX RESIDUAIRES ET PLUVIALES  
DE L'AGGLOMERATION NANCEIENNE**

**Rapport final du programme d'Etudes et de  
Recherches 1994-1997**

**Document 3**

## SOMMAIRE

1. Etude et réalisation d'un modèle réduit du bassin de Gentilly : rapport de synthèse. Pierre Jean DESSEZ, 1997
2. Etude sur modèle réduit pour optimiser un bassin de rétention d'eau en décanteur. Rapport de stage 3<sup>ème</sup> année Ecole Nationale Supérieure des Arts et Industries de Strasbourg (ENSAIS). François VALHORGUE, 1997
3. Etude de l'efficacité de la dépollution sur la maquette de Gentilly : rapport de synthèse. Pierre Jean DESSEZ, 1997.
4. Présentation des modélisations physiques réalisées à l'aide de la maquette du bassin de rétention Gentilly dans l'objectif d'améliorer la décantation. Pierre Jean DESSEZ, 1998

## Etude et Réalisation d'un modèle réduit du Bassin de Gentilly

### Rapport de Synthèse

#### 1. Problématique

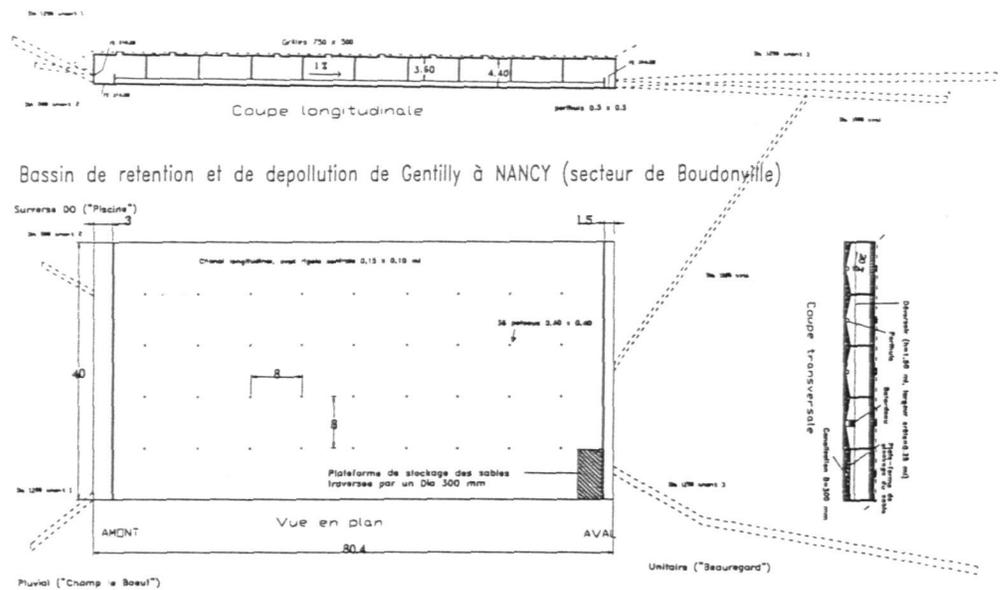
##### *1.1 Gentilly, un bassin d'orage classique, de lutte contre les inondations*

Sa situation est caractéristique: en amont des fortes pentes qui descendent du plateau vers la partie basse de la ville de NANCY, il est particulièrement chargé d'écrêter les débits de pointe. Sa régulation est donc de type aval, établie sur la capacité de la canalisation à « Libération ».

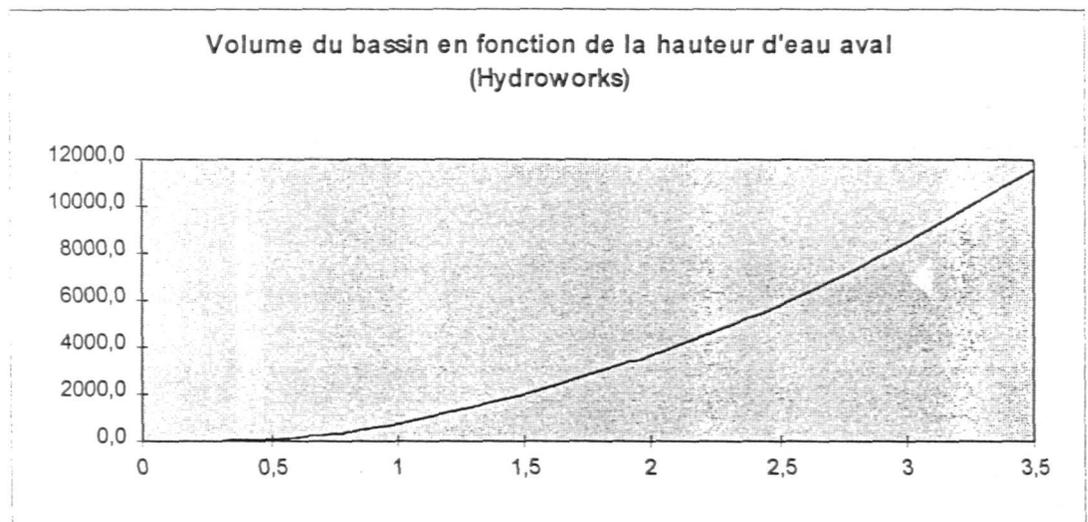
Sa desserte (alimentations et vidange) est:

Piscine	surverse de DO	800 mm	amont	11 ha
Champ le Boeuf	Pluvial	1200 mm	amont	80 ha à C = 0,5
Beauregard	Unitaire	1200 mm	aval	60 ha à C = 0,6
Libération	3 m <sup>3</sup> /s max, gestion à 1,4 m <sup>3</sup> /s	1000 mm	aval	vanne murale pilotée par Libération

Schématiquement, on a:



Sa forme est donc rectangulaire semi-enterrée de 80 ml x 40 ml sur 4 ml de profondeur, à 5 caniveau longitudinal de pente générale longitudinale de 1%, chacun de section triangulaire dont les côtés ont un pente de 20% vers la petite rigole centrale. Son volume total est de 12 000 m<sup>3</sup>. La loi de remplissage établi d'après Hydroworks est conforme à la courbe suivante:



Le bassin n'a encore jamais débordé, même lors de pluies considérées comme décennales (Q<sub>décennal</sub> admissible défini avec "Wallrus", de 7,2 + 5 m<sup>3</sup>/s, soit 12,2 m<sup>3</sup>/s au total), telle que celle du 18/08/86.

La vanne murale en sortie (carrée 1 x 1 ml) est constamment ouverte à 0,35 ml, pour ne laisser passer qu'un débit de 1,4 m<sup>3</sup>/s tant que la hauteur de l'eau dans le collecteur de Libération n'atteint pas 0,70 ml; après quoi, elle se ferme progressivement. En situation de vidange, son ouverture revient à 0,35 ml dès que le niveau à Libération le permet, puis s'ouvre progressivement pour permettre une vidange rapide complète.

## 1.2 Changement d'attributions

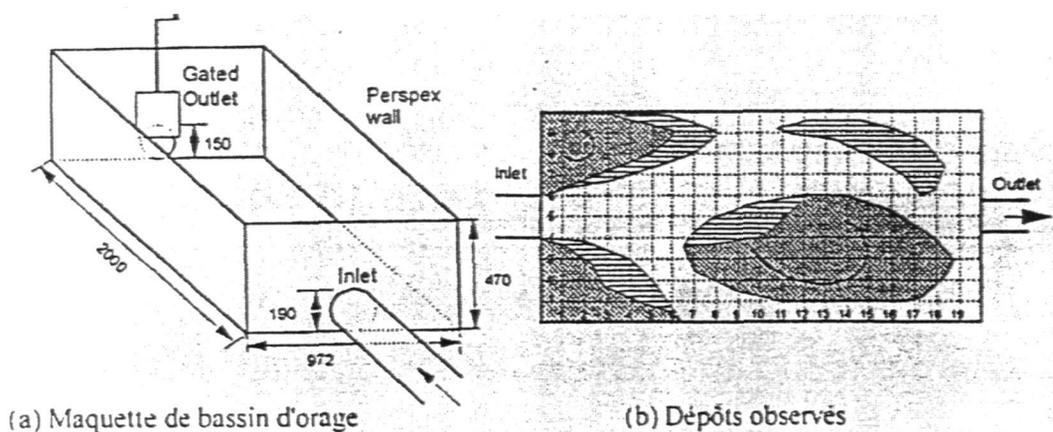
L'objectif poursuivi est l'évaluation de la faisabilité d'un fonctionnement en bassin de dépollution, pour les petites pluies (en visant une période de retour mensuelle), qui ne remettrait pas en question la sécurité des biens et des personnes.

Les difficultés prévisibles sont l'existence d'une pente générale voisine de l'autocurage couramment réalisée, d'une pente importante pour les côtés des caniveaux, ainsi que le jugement délicat d'une situation d'urgence par les services gestionnaires, le premier objectif impliquant que le bassin soit le plus vide possible en début d'événement, le second, une tranquillisation la plus longue possible.

## 2. Modélisation sur modèle réduit

L'intérêt en a été mis en évidence par (STOVIN V.R et SAUL A.J., 1993) sur des structures simples. Il a ainsi pu être montré:

- que des recirculations asymétriques existent même dans le cadre d'un ouvrage symétrique
- une relation entre les sites de dépôts et la répartition des vitesses
- une prééminence de la valeur de crête du débit sur la forme de l'hydrogramme
- que la répartition des dépôts ne dépend que de l'hydrogramme appliqué, et non des dépôts initiaux



Expérimentation sur maquette de bassin d'orage (tiré de STOVIN et SAUL, 1993)

La modélisation sur maquette permet d'accéder à une connaissance "qualitative" des phénomènes hydrauliques (par visualisation directe particulièrement), d'étudier rapidement différentes possibilités de phases de fonctionnement de l'ouvrage, tant en régime permanent, qu'en régime transitoire, et de comparer différentes solutions en termes de Génie Civil, ou même d'équipements.

## 2.1 Lois de similitudes

On considère habituellement (CARLIER M., 1972) les similitudes suivantes:

Similitude géométrique ( ou rapport d'échelle ):  $\lambda = \frac{l_{nat}}{l_{mod}}$  où  $l_{nat}$  représente les dimensions du prototype ( le bassin d'orage ), et  $l_{mod}$  celles du modèle.

Similitude cinématique: les vitesses, les temps et les accélérations sont dans un rapport défini

Similitude dynamique: toutes les forces en jeu doivent se trouver dans un même rapport, soient,

Inertie

Turbulence

Pesanteur

Viscosité

Capillarité (qui, ici, ne joue guère).

On distinguera alors les similitudes de « Froude » où les forces de viscosité seront négligées par rapport aux autres forces, et qui sera donc préférée pour les écoulements à surface libre:

$$Fr_{roude} = \frac{v_{nat}}{\sqrt{g * l_{nat}}} = \frac{v_{mod}}{\sqrt{g * l_{mod}}} = Cste$$

puis les similitudes de « Reynolds » où les forces de pesanteur seront négligées par rapport aux autres forces, que l'on préférera donc pour les écoulements en charge:

$$Reynolds = \frac{l_{nat} * v_{nat}}{\nu_{nat}} = \frac{l_{mod} * v_{mod}}{\nu_{mod}} = Cste$$

Les rapports entre les autres variables sont alors de:

	Froude	Reynolds
Temps	$\sqrt{\lambda}$	$\lambda^2$
Vitesse	$\sqrt{\lambda}$	$\frac{1}{\lambda}$
Débit	$\lambda^{\frac{5}{2}}$	$\lambda$

## 2.2 Limites

Pour respecter à la fois les deux types de similitudes, il est nécessaire de maintenir entre les viscosités un rapport de (obtenu en reportant les échelles de Froude dans l'équation du nombre de Reynolds):

$$\lambda v = \frac{v \text{ nat}}{v \text{ mod}} = \sqrt{\lambda} * \lambda = \lambda^{\frac{3}{2}}$$

Cette condition n'est pas possible dans le cadre de la simulation d'un écoulement naturel à base d'eau. Il faudrait alors un fluide de viscosité largement inférieure, de type mercure, benzène, ... !

En conséquence, la similitude de Froude étant appliquée, le rapport entre les nombres de Reynolds sera donc de:

$$\frac{\text{Reynolds nat}}{\text{Reynolds mod}} = \frac{\lambda v * \lambda}{\lambda v} = \frac{\sqrt{\lambda} * \lambda}{1} = \lambda^{\frac{3}{2}}$$

L'influence de la viscosité sera donc plus importante dans le modèle que dans la réalité, et ce, d'autant plus que l'on se situera dans une zone de moyenne turbulence (faible Reynolds), où les forces dues à la viscosité du fluide dépendent de la valeur du nombre de Reynolds.

Cette influence sera, par ailleurs considérablement réduite si des précautions concernant le type d'écoulement sont prises sur le type d'écoulement à obtenir dans le modèle réduit. (LYN D.A. et RODI W., 1990) indiquent des valeurs minimales pour le nombre de Reynolds de 2000 et utilisent un modèle réduit où  $Re=2760$ ), (ZHOU S. et al., 1994) travaillent avec un nombre de Reynolds  $Re'$  (basé sur la profondeur de l'écoulement) de 700 - soit 2800 pour être homogène avec  $Re$  -, (KREBS P. et al., 1995) mentionnent une limite pour  $Re'$  de 1000 compte-tenu des effets liés à la turbulence induite par les variations brusques de flux du fait des géométries rapidement variées, (GRAF W.H. et ALTINAKAR M.S., 1995) suggèrent les limites suivantes:

écoulement laminaire:  $Re' < 500$       ( $Re < 2000$ )

écoulement turbulent:  $Re' > 2000$       ( $Re > 8000$ )

transition:       $500 < Re' < 2000$       ( $2000 < Re < 8000$ )

Cependant, le transport des MES (matières en suspension) est fortement influencé par les courants induits de l'écoulement: c'est bien la géométrie de l'ouvrage qui joue un rôle prépondérant sur le phénomène de turbulence (emplacement, forme et importance).

De plus, et selon (FONADE C., 1977), lorsque l'ouvrage se prête à des mouvements en grande masse, les effets dus à l'inertie deviennent prépondérants devant ceux dus à la viscosité.

La transposabilité en grand des résultats hydrauliques d'une expérience **individuelle** ne peut donc être assurée brutalement lors d'une modélisation physique. Mais la comparaison et l'évaluation de différents scénarios ou cas de figure (débits d'entrée, nombre d'entrées en fonction à la fois, différentes solutions de génie civil et d'équipement) reste significative, la similitude étant une **fonction croissante**.

### 2.3 Choix du rapport d'échelle pour Gentilly

Les principaux arguments sont:

La limitation de la dérive entre les deux types de similitudes

La place disponible au laboratoire d'hydraulique de l'ENSAIS, seul local disposant de toutes les commodités, à proximité raisonnable de l'ENGEES

Le coût de la maquette

Les difficultés liées au protocole d'expérimentation, et particulièrement le temps passé à préparer et mettre en place une expérience, croissant très vite avec la taille

Le rapport de similitude géométrique qui est finalement retenu est donc de: **20**

Les rapports entre les différentes grandeurs (Naturelles / Modèles) sont alors:

Similitude de Froude	
Echelle du modèle	$\lambda = 20$
Echelle des temps	$\sqrt{\lambda} = 4.47$
Echelle des vitesses	$\sqrt{\lambda} = 4.47$
Echelle des débits	$\lambda^{\frac{5}{2}} = 1789$
Echelle des Reynolds	$\lambda^{\frac{3}{2}} = 89$

Les dimensions du modèle réduit sont, en conséquence, de: 4 x 2 x 0,22 ml

### 2.4 Modélisation vis-à-vis de la sédimentation

La trajectoire d'une particule, dans un fluide en mouvement est régie par une équation qui prend en compte l'ensemble des forces qui s'y appliquent. Par rapport à un fluide immobile, où la particule a tendance à atteindre une vitesse de chute limite qui ne dépend que de la gravité et de la traînée (LAFOND J-M., 1995) son mouvement est perturbé par les divers mécanismes de l'écoulement ( turbulence, portance, courants de densité, ... ).

Pour assurer une bonne représentativité des résultats en ce qui concerne le transport des particules, l'accent sera mis sur la conservation du comportement dans le fluide, et, particulièrement:

- le respect d'une très petite taille pour que le fluide autour de la particule puisse être considéré comme homogène ( < 1 mm )

- conservation maximale du régime d'écoulement autour de la particule car il influe sur la traînée

Ce deuxième critère sera vérifié à partir du Nombre de Reynolds particulaire:

$$Reynolds\ part = \frac{W_{chute} D_{diametre\ grain}}{\nu}$$

### **3. Détermination des paramètres**

#### ***3.1 Gestion prévisionnelle de l'ouvrage***

Afin de caler les résultats du modèle réduit, une expérimentation grandeur nature sur le bassin a été également décidée, selon le protocole ci-après:

Isolation ou non de l'arrivée de Beauregard, grâce à un batardeau pouvant fonctionner en DO

Modification de l'algorithme de fonctionnement de la vanne de vidange, tel que:

4 augets basculant au Haut du Lièvre en - de 15 mn entraînent la fermeture de la vanne de vidange pour 24h

stockage total jusqu'à 6000 m3 (soit environ 2,5 ml au limnimètre aval)

vidange selon l'algorithme précédent si le volume dépasse 6000 m3 (par sécurité)

L'équipement de mesure est de:

2 limnimètres (aval bassin, amont Dia 1200 Champ le Boeuf)

1 analyseur HADES sur plate-forme (3 préleveurs à - 0.50, - 1.00, - 1.50 ml de profondeur sous la plate-forme), en situation aval centre

3 préleveurs (Dia 1200 amont, Dia 800, et vidange)

6 turbidimètres PONSELLE associés

La gestion prévisionnelle de l'ouvrage privilégie le stockage de l'eau dans le bassin (par rapport à un fonctionnement au fil de l'eau) jusqu'à une cote de 2,70 ml.

## 3.2 Débits

### 3.2.1 Observations

Deux simulations différentes ont été faites par les services techniques de l'agglomération nancéienne:  
sur une périodicité annuelle, les pluies retenues ont eu, comme caractéristiques:

cumul > 8 mm

I<sub>max</sub> > 10 mm/h

durée < 5 heures

homogénéité spatiale

pluie	date	durée (min)	cumul (mm)	I max (mm/h)
P308106	10/8/93	250	19	48
P407146	14/7/94	200	13	36
P205256	25/5/92	20	8,5	48

Les débits maximum obtenus, après simulation sur Hydroworks par (BOERO E., 1996), sont:

	Q max (m <sup>3</sup> /s)	Idem, majoré de 20%
Phi 1200 amont	2,3	2,8
Phi 1200 aval	1	1,2
Phi 800 amont	0,25	0,3

Les hydrogrammes montrent un léger décalage dans le temps, qui reste cependant insuffisant pour être significatif.

sur une périodicité mensuelle, les pluies retenues ont, comme caractéristiques:

pluie	date	durée (min)	cumul (mm)	I max (mm/h)
P203126	12/03/92	780	14,4	6
P111086	8/11/91	75	7,2	30
P111116	11/11/91	420	12,4	12

Les pics des hydrogrammes correspondants, après simulation sur Hydroworks d'après de (BELLY B., 1996), sont de:

	Q1(m3/s)	Q2(m3/s)	Q3(m3/s)	Q de retour mensuel obtenu par application des lois de Montana (m3/s)
Phi 1200 amont	modélisation inutilisable	1,25	0,4	0,7
Phi 1200 aval		0,475	0,06	0,3
Phi 800 amont		0,15	0,02	0,075
Total entrant		1,875	0,48	1,075
Vidange		0,595	0,28	

Ici, encore, les pics sont relativement bien superposés, y compris pour la vidange. Le décalage est peu significatif.

Il est intéressant de constater qu'une approche simple, consistant à évaluer les pics de débit selon la loi de Montana, à partir des pluies annuelles, restent cohérente.

Les rapports entre les débits entrants sont de:                    Entrée 1 / entrée 2 / entrée 3

Qannuel:            1 / 0.43 / 0.11  
 Q2:                    1 / 0.38 / 0.12  
 Q3:                    1 / 0.15 / 0.05

Pour simuler les arrivées des hydrogrammes sur le bassin, on prendra alors, selon la situation à modéliser comme rapports de débits dans chaque arrivée:

	Rapport	Qannuel (m3/s)	Qmensuel hydroworks (m3/s)
Dia 1200 amont	1	2,3	1
Dia 1200 aval	0.4	1	0.4
Dia 800 amont	0.1	0,25	0.1
Total	1.5	3.55	1.5

**Nota Bene:** on entend ici par débit d'entrée, le débit total et constant arrivant sur le bassin. Il sera réparti sur chacune des entrées autorisées (deux ou trois selon la configuration) selon les rapports ci-dessus, c'est-à-dire:

- cas de deux entrées amont: 91 % du débit total sur le DN 1200mm, et 9 % sur le 800mm.
- cas de trois entrées amont: 67% du débit total sur le DN 1200 mm amont, 7 % sur le 800 mm amont et 26 % sur le DN 1200 mm aval.

### 3.2.2 Application à la maquette

En prenant les formules suivantes pour calculer le nombre de Reynolds:

$$Re = \frac{4 \cdot r_H \cdot U}{\nu}$$

$$r_H = \frac{S_m}{P_m} = \frac{l \cdot h}{l + 2h} \cong h \quad \text{pour } h \text{ petit}$$

avec: l: largeur, h: Hauteur d'eau et U: calculée comme une vitesse uniforme sur toute la section de l'ouvrage, en considérant pour le calcul le débit total ci-dessus défini.

On obtient pour différentes valeurs de ce débit d'entrée:

<i>Reynolds dans la maquette proche de l'entrée</i>	$Re=4 r_H U/\nu$			
Débit en m3/s	0,000	0,0008	0,001	0,002
Hauteurs d'eau (m)				
0,04	962	1615	2885	4423
0,095	913	1534	2740	4201
0,12	893	1500	2679	4107

<i>Reynolds dans la maquette proche de la sortie</i>	$Re=4 r_H U/\nu$			
Débit en m3/s	0,000	0,0008	0,001	0,002
Hauteurs d'eau (m)				
0,08	926	1556	2778	<b>4259</b>
0,135	881	1480	2643	<b>4053</b>
0,16	862	1448	2586	<b>3966</b>

A partir de ce tableau, on remarque que le débit doit être maximal ( c'est le débit maximal de l'installation en circuit fermé ) pour se trouver au-dessus du seuil de Reynolds. Ce débit correspondrait, selon la similitude de Froude, à un débit total réel de 4,11 m3/s, légèrement supérieur au débit de période de retour annuel. On retiendra cependant cette valeur ( avec répartition entre les trois entrées conforme aux tableaux précédents ) afin de privilégier l'aspect « **transposabilité** » des résultats.

### 3.3 Sédiments

#### 3.3.1 Observations

Les tailles de particules représentant la part principale des solides accumulés par temps de pluie sont fines, d'après (CHEBBO G., 1992): 66 à 85 % en masse des particules ont moins de 100 microns et le diamètre médian est compris entre 25 et 44 microns.

Les vitesses de sédimentation des MES du bassin versant de Gentilly ne sont pas connues. Cependant, un certain nombre d'études, tant en France (CHEBBO G., 1992), qu'en Allemagne ( UFT - Etudes internes citées par KEHRWILLER J-M., 1995), donnent des résultats proches pour les vitesses de sédimentation des Matières en Suspension en réseaux unitaires:

CHEBBO G. ==>  $0,10 \text{ cm/s} < V_{50} < 0,30 \text{ cm/s}$

KEHRWILLER J-M. ==>  $V_{50} = 0,38 \text{ cm/s}$  à Bad-Mergentheim

Les différences s'expliquent par des protocoles de mesure différents.

Plusieurs sortes de sédiments reconstitués ont été utilisés pour des mesures d'efficacité: la chicorée ou le mou de café pour (BOURGOGNE P. et CHORDA J., 1995), des noyaux de fruits broyés et calibrés suivant la vitesse de chute tels que le noyau d'abricot, le noyau d'olive de 75 mm chez (SAUL et al., 1992), (STOVIN et al., 1993). Des petites billes de styropor P423 de BASF ont été utilisés par (KERWILLER J-M., 995) pour comparer des efficacités de déversoirs d'orage.

#### 3.3.2 Application à la maquette

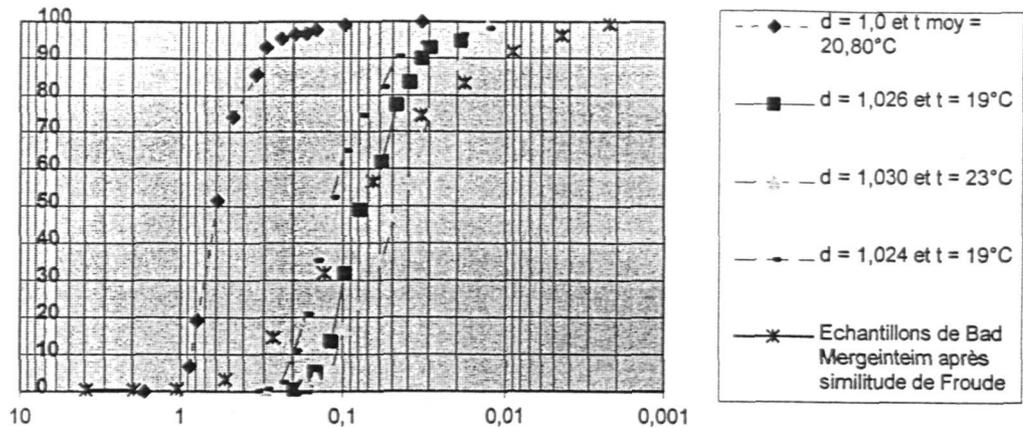
La bonne calibration des matériaux synthétiques du type des précurseurs du polystyrène (polystyrols), leur très petite granulométrie ( 93 % entre 0,3 et 0,7 mm ), leur taux d'humidité inférieur à 0,3 % et leur manipulation aisée nous ont conduit à opter pour leur utilisation.

Le matériau commercialisé par BASF (le P403, ou mieux, le P423, de plus petite granulométrie) utilisé par selon KEHRWILLER J-M. n'étant pas disponible en quantités raisonnables ( < 24 tonnes ), nous avons choisi chez des détaillants des matériaux similaires (R743 de SCHEEL).

Le protocole retenu étant celui de l'UFT Dr BROMBACH, nous avons également retenu, pour des raisons d'homogénéité, le  $V_{50}$  mesuré en Allemagne, soit 0,08 cm/s après similitude de Froude.

La vitesse était obtenue en modifiant la densité de l'eau par adjonction de sel, la densité finale étant de 1,026:

### Pourcentage cumulé en fonction de la vitesse ( en cm/s )



### Courbes données par les essais de sédimentations fractionnées

La vérification du régime d'écoulement fournit, en faisant un minimum d'hypothèses:

	prototype	modèle
taille particules	0,05 mm	0,5 mm
vitesse de chute	0,36 cm/s	0,08 cm/s
Reynolds particulaire	0,18	0,4

On se situe dans les deux cas dans le régime de Stokes pour lequel la traînée est largement influencée par le nombre de Reynolds ( $C_d = 24 / R_p$ ). Cependant, on se trouve dans les mêmes ordres de grandeur, les comportements étant alors **comparables** car une bonne modélisation de la vitesse de chute permet, en écoulement de type laminaire, de maîtriser l'inertie et par là d'assurer une bonne transposabilité des résultats.

## 4. Essais

### 4.1 Types d'essais réalisés

#### 4.1 .1 Visualisation des écoulements

La première approche effectuée est une visualisation des courants de surface par photo et vidéo, avec utilisation de flottants afin de mettre en évidence le comportement de l'ouvrage pendant les différentes phases de fonctionnement du bassin ( remplissage, vidange, ...). Du fait du faible rapport entre la profondeur

d'eau ( à 2.70 ml ), et les dimensions horizontales ( 80 x 40 ml ), ces courants sont très représentatifs du type d'écoulement dans le bassin.

#### 4.1.2 Efficacité en régime permanent

Même si la gestion de l'ouvrage est envisagée sur un mode syncope alternant remplissage, stockage calme puis vidange, l'appréciation de la bonne adéquation de l'ouvrage vis-à-vis du processus de décantation passe par une modélisation en **régime permanent** (débit de sortie=débit d'entrée total), seule capable d'être « maîtrisable ».

(HÜBNER M. et GEIGER W.F., 1995) signalent qu'aucune approche utilisée n'est capable de représenter correctement les performances d'un séparateur hydrodynamique en régime variable, les concentrations obtenues dépendant étroitement des conditions du régime modélisé. Ils recommandent d'utiliser le bilan des masses en régime permanent.

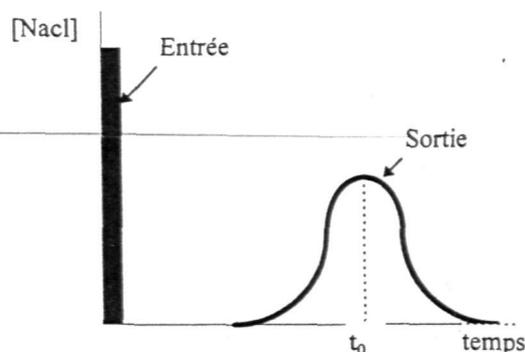
L'efficacité sera calculée par  $E = \frac{C2 - C1}{C1}$ , avec C1: Masse totale en entrée; C2: Masse récupérée en sortie.

#### 4.1.3 Approche par la distribution des temps de séjour

Une approche systémique (détermination du type de fonctionnement global du bassin d'orage) a été également réalisée. Elle vise à apprécier globalement son efficacité par rapport au temps de séjour théorique, selon (BENELMOUFOK D.E. et YU S.L., 1989), qui l'ont utilisée pour mettre en évidence les inefficacités de divers bassins de rétention.

On évalue ici la réponse de l'ouvrage à une injection brutale d'un élément à l'entrée du bassin (perturbation en entrée) dont on va pouvoir suivre l'évolution à la sortie de l'ouvrage.

Le choix de la technique s'est porté sur de la conductimétrie en continu, l'élément injecté étant du sel. La concentration en sel à la sortie est déduite de la conductivité mesurée sur une sonde placée sur la vidange du bassin.



La courbe de réponse en sortie est analysée au regard du temps de séjour moyen ( $t_0$ ), ainsi que de la dispersion autour de ce temps moyen. Le temps moyen de séjour théorique est simplement obtenu, pour un bassin, par la formule:

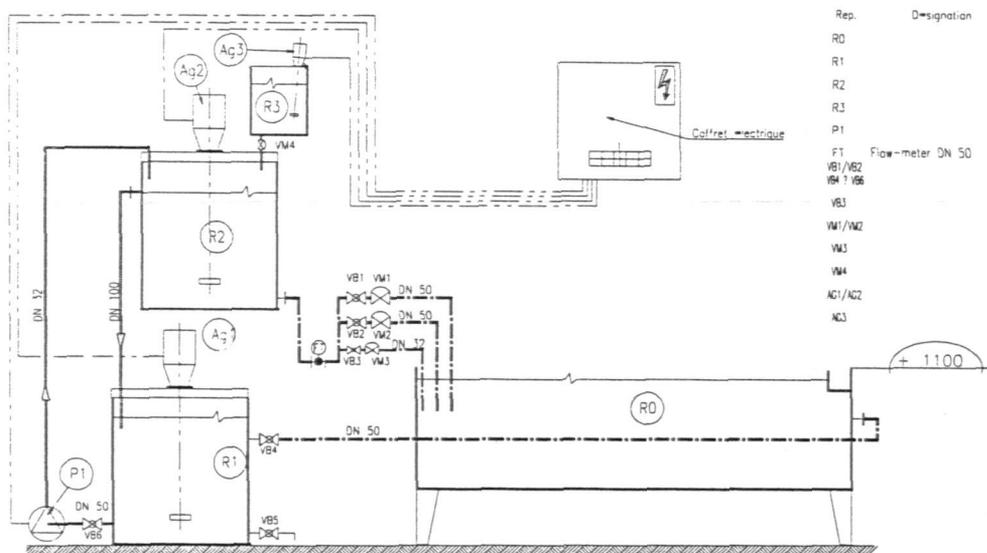
$$t_0 = \frac{\text{Volume total}}{\text{Debit}}$$

La forme de la courbe renseigne également sur la présence d'éventuels court-circuits dans l'ouvrage, voire de zones mortes ou échangeant lentement, phénomènes perturbant la décantation. Le jugement est porté par référence à une décantation idéale, où la courbe de réponse aurait une allure de gaussienne autour de la valeur moyenne.

La courbe de la concentration en fonction du temps peut être normée par la quantité d'éléments injectés en entrée pour donner la Distribution des Temps de Séjour ou DTS (résultats qui seront utilisés par la suite).

#### 4.2 Conception de la maquette

La maquette a été ainsi conçue, sur la base d'un circuit fermé organisé autour d'une cuve amont à niveau constant:



Les matériaux retenus sont:

côtés: verre (mesures laser et visualisation)

fond, structure et détails: polypropylène (résistance mécanique et inertie chimique)

### 4.3 Exploitation de la pluie du 02/05/96 (PILLOY J-C., 1996)

2 séquences pluvieuses ont été recueillies (à partir de 17h00), pour lesquelles une analyse de la forme des dépôts a été faite:

Séquence	Durée (mn)	Limni aval (cm)	Volume (m3)	Q moyen (m3/s)
1	60	60	382	0,11
2	135	119	1600	0,15

L'analyse des résultats amène à remarquer que:

- à son maximum, le niveau d'eau n'a pas dépassé la crête du déversoir aval, tout juste celui des crêtes des caniveaux longitudinaux, et encore sur la moitié de l'ouvrage seulement: c'est une toute petite pluie.
- bien que les observations portent sur plusieurs événements, on peut remarquer que les dépôts se sont répartis selon une stratigraphie "normale", les plus grossiers se déposant en premier (vitesses de sédimentation décroissante).
- le fonctionnement de l'ouvrage est optimal, la composante longitudinale des vitesses étant importante lors du remplissage du bassin (la répartition des dépôts étant orientée dans le sens de l'ouvrage).
- Après similitude, les débits correspondants sur la maquette correspondraient à 0,06 et 0,08 l/s respectivement, alors que le seuil de lecture linéaire du débit-mètre est de 0,05 l/s. Il n'y a pas de calage possible, pour cette pluie.

## 4.4 Résultats

### 4.4.1 Visualisations

Les matériaux essayés: déchets de perforatrice (mélange de papiers et de plastiques)  
billes de polystyrène expansé ( $D < 2 \text{ mm}$ )  
billes de polystyrol (SCF'EEL 743)

Observations: fonctionnement d'orientation longitudinal peu perturbé tant que les caniveaux ne débordent pas l'un vers l'autre  
nombreux petits tourbillons à proximité des pertuis, puis dès que le déversoir amont déverse

le court-circuit lié aux débits arrivant de l'entrée aval est bien visible, créant de fortes turbulences dans la zone aval

mise en rotation inverse de toute la masse d'eau dès que les caniveaux communiquent fortement: les vitesses provoquent une forte turbulence, particulièrement dans la zone amont de l'ouvrage

la partie aval du bassin reste relativement calme

à la vidange, le bassin reste globalement calme, même si l'on note des accélérations au niveau du déversoir et des pertuis aval.

#### 4.4.2 Calcul d'efficacités

Deux configurations ont été testées, pour répondre au problème posé:

- ouvrage sans modification, les trois entrées fonctionnant ensemble:

Essai	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Densité	1,025	1,026	1,026
Température initiale	18,40	18	17
Température finale	18,70	18,26	17,20
Efficacité	40%	38,50%	35,40%

- ouvrage sans modification de génie civil, mais la troisième entrée étant condamnée. Le débit correspondant est reporté, dans les rapports d'origine, sur les deux entrées amont:

Essai	Essai 1	Essai 2
Densité	1,026	1,026
Température initiale	18,20	17,40
Température finale	18,40	17,60
Efficacité	53,30%	48,10%

L'amélioration est très nette, et même si la turbulence en grande masse existe toujours, la suppression du court-circuit lié à la présence de cette troisième entrée aval est significative.

#### 4.4.3 Approche globale

Les deux mêmes configurations ont été testées.

L'impulsion a consisté dans les deux cas en une injection de 500 g de NaCl, soigneusement mélangés dans 4 litres d'eau au préalable, le temps d'injection étant de 25s. La mesure est faite par conductimétrie avec compensation de température.

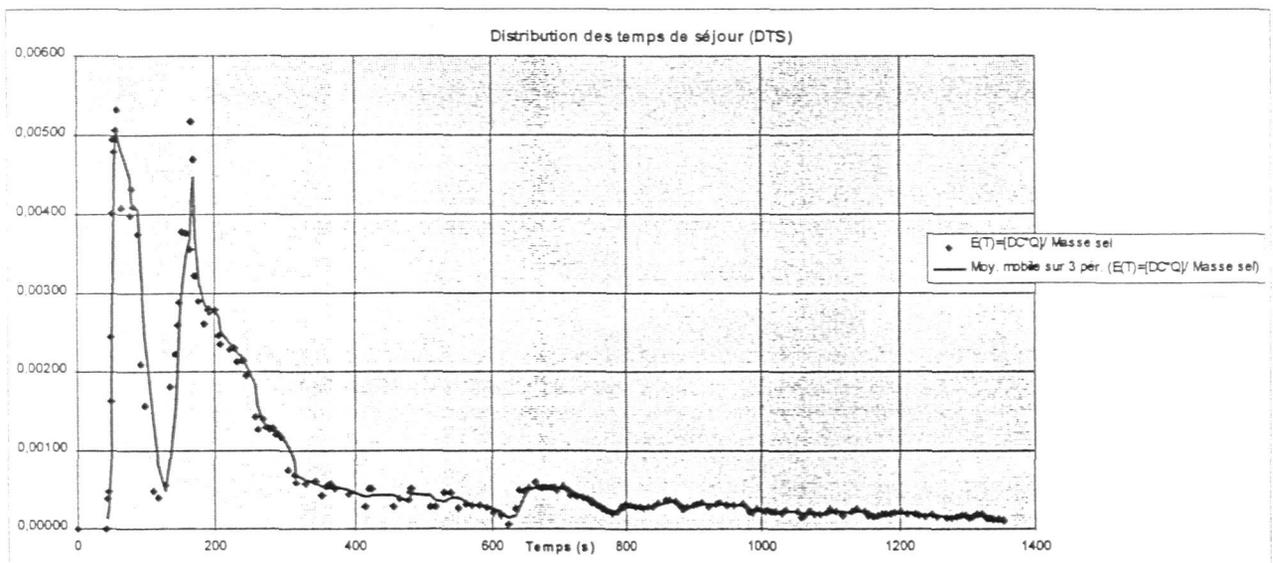
Les courbes obtenues montrent une certaine dispersion de la concentration en sel. Quelques essais réalisés en injectant une plus faible quantité de sel soulignent une atténuation de cette dispersion, mais augmentent l'imprécision de la mesure, après un certain temps. Ce phénomène est dû au mélange du sel, qui n'est pas parfait aux concentrations d'injection (environ 125 g/l). Pour pallier cet inconvénient, pendant le temps d'injection, le mélange sera vigoureusement brassé.

L'essai se faisant circuit ouvert (avec rejet direct au milieu récepteur), il est arrêté dès lors que les cuves amont sont près de se vider, et donc dès que le débit n'est plus assuré. La récupération du sel n'est donc pas complète, et s'établit à 80 % pour le premier essai, et à 89 % pour le second.

**- ouvrage sans modification, les trois entrées fonctionnant ensemble:**

La moitié de la masse de sel est récupérée à  $t = 240$  s, soit bien avant le temps moyen de séjour théorique, qui est de 378 s.

La courbe de Distribution des Temps de séjour montre deux pics très prononcés, à  $t = 55$  s et  $t = 160$  s. Le premier correspond au court-circuit lié à la troisième entrée, le second à la turbulence en grande masse qui sévit dans le bassin. Quelques pics continuent à apparaître tout au long de l'expérience, qui coïncident avec le passage des grands tourbillons.

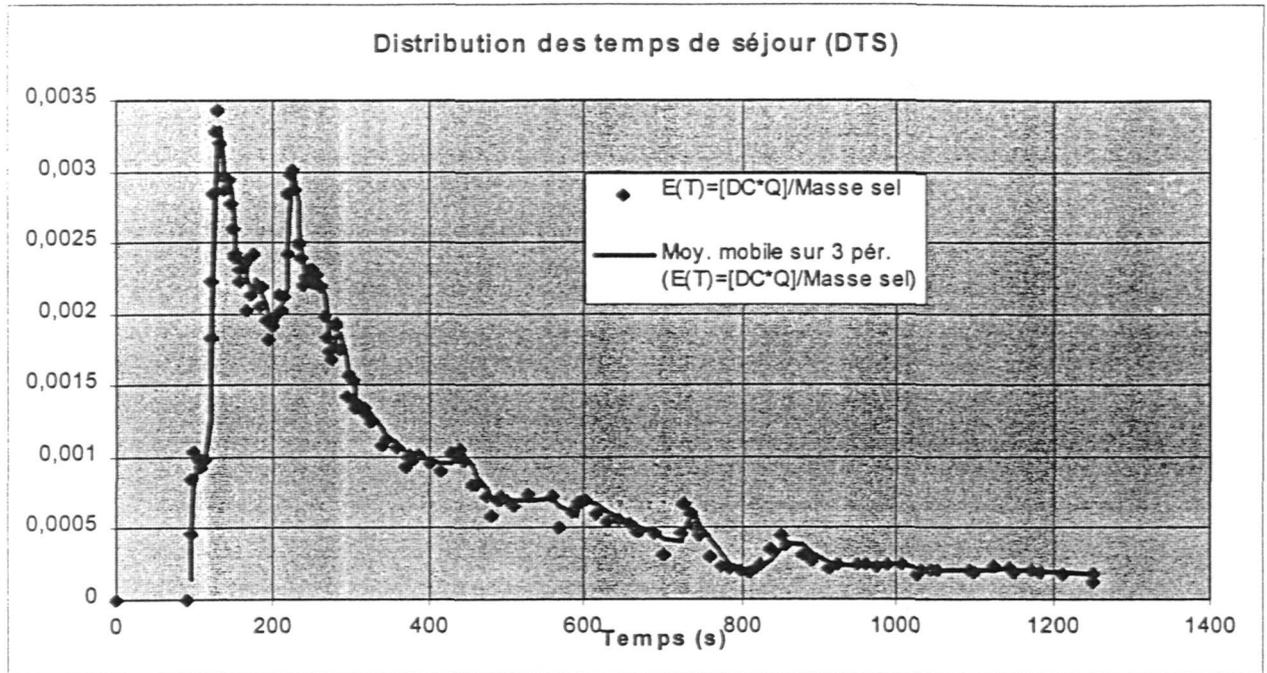


**- ouvrage sans modification de génie civil, mais la troisième entrée étant condamnée.** Le débit correspondant est reporté, dans les rapports d'origine, sur les deux entrées amont:

La courbe de distribution apparaît bien retardée par rapport à l'essai précédent. La moitié de la masse de sel est effectivement récupérée à  $t = 359$  s, soit un peu avant le temps moyen de séjour théorique, qui est de 378 s.

La courbe de Distribution des Temps de séjour montre encore deux pics très prononcés, à  $t = 130$  s et  $t = 225$  s. Ils correspondent tous deux à la turbulence en grande masse qui sévit dans le bassin. Quelques petits

pics continuent à apparaître tout au long de l'expérience, qui coïncident avec le passage des grands tourbillons, à des intervalles d'une centaine de secondes d'écart.



## 5. Conclusions

Les trois séries d'essais sont cohérents et montrent:

- un court-circuit très important du bassin lié à l'entrée aval: les temps de séjour sont extrêmement raccourcis, ce qui diminue l'efficacité de l'ouvrage par rapport à l'objectif de décantation, de manière exagérée.
- une turbulence en grande masse dans l'ouvrage, qui crée des courants préférentiels responsables d'une piètre efficacité. Une bonne partie de l'écoulement n'intéresse la totalité de l'ouvrage que très tardivement.
- même dans le cas où la troisième entrée est by-passée, cette turbulence existe. Elle provoque localement des vitesses plus importantes qu'une analyse par une vitesse uniforme ne le laisserait penser, ce qui perturbe la décantation. Par contre, les temps de séjour moyens sont moins perturbés.

Dans ce cas, il est à craindre que l'emplacement de la plate-forme de mesure (position centrale avale) ne rende les mesures qui y sont effectuées peu représentatives de ce qui se passe effectivement dans le bassin. La grande majorité du flux est court-circuitée au niveau de l'entrée aval, voire même au niveau des entrées amont, du fait des grands tourbillons dans l'ouvrage. Il y aurait sans doute avantage à multiplier les points de prélèvement, non pas sur la profondeur de l'eau, mais plutôt en masse, particulièrement dans la partie « bâbord » du bassin.

Pierre-Jean DESSEZ

# BIBLIOGRAPHIE

**BELLY (de) B., 1996**

Modélisation avec le logiciel HYDROWORKS.

District de l'Agglomération Nancéienne, Hydraulique Urbaine, Bureau d'Etudes, document interne, 36 p.

**BENELMOUFFOK D.E. et YU S.L., 1989**

Two dimensional numerical modeling of hydrodynamics and pollutant transport in a wet detention pond.

Water science and technology, VOL. 21, N 8-9, pp. 727-738.

**BOERO E. et BELLY (de) B., 1996**

Partie amont du bassin de Boudonville: Modélisation avec le logiciel HYDROWORKS.

District de l'Agglomération Nancéienne, Hydraulique Urbaine, Bureau d'Etudes, 7 p + annexes.

**BOURGOGNE P. et CHORDA J., 1995**

Optimisation de la décantation en bassin de retenue.

2nd Conférence internationale sur les nouvelles technologies en assainissement pluvial, Novatech 95, Lyon, 30 Mai-1er Juin, pp. 131- 138.

**CARLIER M., 1972**

Hydraulique générale appliquée.

Eyrolles, Paris, pp. 68-83.

**CHEBBO G., 1992**

Solides des rejets pluviaux urbains: caractérisation et traitabilité.

ENPC, 413 p + annexes.

**FONADE C., 1977**

Hydraulique générale: Similitude des écoulements, analyse dimensionnelle.

Centre de formation des personnels communaux, fascicule 7, pp. 1-22.

**GRAF W.H. et ALTINAKAR M.S., 1995**

Traité de génie civil de l'école polytechnique de Lausanne, Vol 16, Hydraulique fluviale, Tome 1, Ecoulement permanent uniforme et non uniforme.

Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, pp. 8-10.

**HUBNER M. et GEIGER W.F., 1995**

Review of hydrodynamic separator efficiencies for practical applications.

2nd Conférence internationale sur les nouvelles technologies en assainissement pluvial, Novatech 95, Lyon, 30 Mai-1er Juin, pp. 155-162.

**KEHRWILLER J.M., 1995**

Etude comparative de l'efficacité des déversoirs d'orage.

ENGEES Strasbourg, Umwelt und Fluid-Technik Dr. H. Brombach GmbH. Bad Mergentheim (Allemagne), 105 pp. + annexes.

**KREBS P., VISHER D. et GUGER W., 1995**

Inlet-structure design for final clarifiers.

Journal of environmental engineering, Août, pp. 558-564.