TSM : techniques sciences méthodes, génie urbain génie rural

Source gallica.bnf.fr / ASTEE (Association Scientifique et Technique pour l'Eau et l'Environnement)

{BnF Gallica

Association générale des hygiénistes et techniciens municipaux. Auteur du texte. TSM : techniques sciences méthodes, génie urbain génie rural. 2003-12.

1/ Les contenus accessibles sur le site Gallica sont pour la plupart des reproductions numériques d'oeuvres tombées dans le domaine public provenant des collections de la BnF. Leur réutilisation s'inscrit dans le cadre de la loi n°78-753 du 17 juillet 1978 :
- La réutilisation non commerciale de ces contenus ou dans le cadre d'une publication académique ou scientifique est libre et gratuite dans le respect de la législation en vigueur et notamment du maintien de la mention de source des contenus telle que précisée ci-après : « Source gallica.bnf.fr / Bibliothèque nationale de France » ou « Source gallica.bnf.fr / BnF ».
- La réutilisation commerciale de ces contenus est payante et fait l'objet d'une licence. Est entendue par réutilisation commerciale la revente de contenus sous forme de produits élaborés ou de fourniture de service ou toute autre réutilisation des contenus générant directement des revenus : publication vendue (à l'exception des ouvrages académiques ou scientifiques), une exposition, une production audiovisuelle, un service ou un produit payant, un support à vocation promotionnelle etc.

CLIQUER ICI POUR ACCÉDER AUX TARIFS ET À LA LICENCE

2/ Les contenus de Gallica sont la propriété de la BnF au sens de l'article L.2112-1 du code général de la propriété des personnes publiques.

3/ Quelques contenus sont soumis à un régime de réutilisation particulier. Il s'agit :

- des reproductions de documents protégés par un droit d'auteur appartenant à un tiers. Ces documents ne peuvent être réutilisés, sauf dans le cadre de la copie privée, sans l'autorisation préalable du titulaire des droits.
- des reproductions de documents conservés dans les bibliothèques ou autres institutions partenaires. Ceux-ci sont signalés par la mention Source gallica.BnF.fr / Bibliothèque municipale de ... (ou autre partenaire). L'utilisateur est invité à s'informer auprès de ces bibliothèques de leurs conditions de réutilisation.

4/ Gallica constitue une base de données, dont la BnF est le producteur, protégée au sens des articles L341-1 et suivants du code de la propriété intellectuelle.

5/ Les présentes conditions d'utilisation des contenus de Gallica sont régies par la loi française. En cas de réutilisation prévue dans un autre pays, il appartient à chaque utilisateur de vérifier la conformité de son projet avec le droit de ce pays.

6/ L'utilisateur s'engage à respecter les présentes conditions d'utilisation ainsi que la législation en vigueur, notamment en matière de propriété intellectuelle. En cas de non respect de ces dispositions, il est notamment passible d'une amende prévue par la loi du 17 juillet 1978.

7/ Pour obtenir un document de Gallica en haute définition, contacter **utilisation.commerciale@bnf.fr**.

T Techniques
S Sciences
M Méthodes

DOSSIER

ACTES DU COLLOQUE ASTEE SHF
« LES BASSINS DE STOCKAGE
DÉCANTATION EN RÉSEAU
D'ASSAINISSEMENT »

N° 12 -

www.astee.org

ISSN 0299-7258

astee
association scientifique
et technique pour l'eau
et l'environnement

Source gallica.bnf.fr / ASTEE (Association Scientifique et Technique pour l'Eau et l'Environnement)

sade

les réseaux de la vie

28, rue de La Baume - 75008 Paris

Tél. 01 53 75 99 11

Fax 01 53 75 99 05

La Sade est l'un des acteurs importants, en France et dans le monde, de la conception, de la construction et de la maintenance des réseaux et ouvrages associés. Notre longue expérience, la permanence de nos métiers, conjuguées à la recherche constante de la qualité, de l'innovation et du progrès, constituent nos forces et nos atouts principaux.

Du captage de l'eau jusqu'à son rejet, nous intervenons dans toutes les phases du cycle de l'eau, apportant notre expertise à nos clients publics et industriels.

Une organisation privilégiant la proximité géographique et un Bureau d'Etudes intégré assurent à nos clients un service de qualité, dans le respect de leurs contraintes économiques, techniques et environnementales.

AU CŒUR DE NOS MÉTIERS : LES RÉSEAUX

- Pose, renouvellement et réhabilitation de canalisations d'eau et d'assainissement.
- Conception et construction des ouvrages annexes.
- Conception et construction de stations d'épuration.
- Travaux de génie civil et travaux souterrains.
- Techniques réduisant les volumes de terrassement, les nuisances sonores, la gêne à la circulation : travaux sans tranchée, forage dirigé, recyclage des déblais de tranchée, extraction de branchements en plomb, etc.
- Construction de réseaux et équipement de transport d'énergie *(gaz, électricité)* et de communication *(téléphonie, radiotéléphonie, vidéocommunication, ...)*.

Rendez-vous sur notre site

www.sade-cgth.fr

SYNDICAT DE LA PRESSE PRO PROFESSIONNELLE
MEMBRE DE LA FNPS

Les options et théories exprimées dans la revue, le sont sous la seule responsabilité de leurs auteurs.

Éditeur
Association Scientifique et Technique pour l'Eau et l'Environnement
83, avenue Foch, B.P. 39.16
75761 Paris Cedex 16
Rédaction, administration
Tél. : 01 53 70 13 57
Télécopie : 01 53 70 13 40
Directeur de la publication
Jean-Michel Barbier
Directeur adjoint et rédacteur en chef
Claude Mariet
Publicité
Les Éditions Magenta
12, avenue de la Grange
94100 Saint-Maur – Tél. : 01 55 97 07 03
Abonnements (11 numéros)
France 90 € TTC – Étranger 100 €
Prix de ce numéro
France 10,50 € TTC – Étranger 10,50 €
Règlement
A.S.T.E.E.
83, avenue Foch – B.P. 39.16
75761 Paris Cedex 16
Chèques postaux : Paris 248-67 K

Comité de rédaction
Président
Geneviève Boissonnade, Chargée de mission à la direction technique d'OTV
Membres
Roger Cabridenc, Ancien Directeur Scientifique de l'INERIS
Philippe Bréant, Direction Technique de Générale des Eaux
Christian Desachy, Vice-président de la commission Déchets et propreté
Roger Dorfmann, Ingénieur général honoraire des services techniques de la Ville de Paris
Annne Gresle, Direction technique de SAUR
Jean-Pierre Maugendre, Direction des Relations extérieures du groupe Suez Lyonnaise des Eaux
Bernard Montadert, Ingénieur général honoraire de la Ville de Paris
Carine Morin, Directeur technique de SAFEGE
Raymond Pinoit, Ingénieur Général du GREF
Gérard Thibaut, Ingénieur divisionnaire, chef du service de la protection de l'air et de l'ambiance sonore de la Ville de Paris
Sylvie Thibert, Ingénieur Qualité au SEDIF
Jean-Pierre Thoreau, Ingénieur général, Directeur des études et des travaux à la SAGEP

Impression
Néo-Typo - 25000 Besançon

Commission paritaire n° 57286
N° ISSN : 0299-7258

http://www.aghtm.org

N° 12 - DÉCEMBRE 2003

La revue des spécialistes de l'environnement

T Techniques
S Sciences
M Méthodes
Génie Rural
Génie Urbain

SOMMAIRE

DOSSIER

Les bassins de stockage-décantation en réseau d'assainissement

2 *Avant-propos, par D. VILLESSOT.*

Résultats des récents travaux de recherche

9 *Dimensionnement hydraulique d'ouvrages de dépollution : influence des modes de représentation de la pluie, par N. AIRES, M. AHYERRE, M. CHABANEL.*

21 *Méthode de dimenssionnement et ordres de grandeur des ouvrages de traitement des rejets urbains de temps de pluie, par J.-L. BERTRAND-KRAJEWSKI, G. CHEBBO.*

39 *Protocole VICAS - mesure de la vitesse de chute des MES dans les effluents urbains, par G. CHEBBO, M.-C. GROMAIRE, E. LUCAS.*

50 *Répartition des polluants des eaux urbaines par classes de vitesses de chute. Partie A : Description des protocoles de mesure, par G. CHEBBO, J.-L. BERTRAND-KRAJEWSKI, M.-C. GROMAIRE, N. AIRES.*

59 *Répartition des polluants des eaux urbaines par classes de vitesses de chute. Partie B : Analyse des méthodes de mesure, par M.-C. GROMAIRE, M. SAAD, G. CHEBBO.*

70 *Dépollution des polluants urbains de temps de pluie en bassins de stockage-décantation, par N. AIRES, G. CHEBBO, J.-P. TABUCHI, Ph. BATTAGLIA.*

Retours d'expérience

89 *Le bassin de stockage et de dépollution de la Grenouillère (Communauté urbaine de Bordeaux), par C. JACOPIN L'AZOU, P. BOURGOGNE.*

93 *Les bassins de stockage-décantation en Seine-Saint-Denis, par B. BREUIL, O. BROWNE.*

96 *Gestion des eaux pluviales et de temps de pluie de la Communauté urbaine du Grand-Nancy, par B. DE BELLY, L. DALAINE.*

98 *Gestion en temps réel des bassins de retenue - Expérience du département du Val-de-Marne, par B. PISTER, P. ROSSET, A. RABIER.*

102 *Saint-Malo et la protection des eaux de baignades, par J. BELLEC.*

107 *Ouvrages de stockage et de décantation des eaux pluviales du quartier Paris rive gauche (13e arrondissement), par B. BOUCHET.*

INFORMATIONS

110 **Pluviométrie**

111 **Appel d'offres (délégation de service public)**

Liste des annonceurs

BIOTRADE (69), CERIB (88), CIFEC (38, 49, 88, 92, 101), DDAF Côtes d'Armor (111), EAUX DE MARSEILLE (69), HAESTAD METHOD (6), HOLCIM (88), NANTAISE DES EAUX (8), NIDAPLAST (37), ROV DÉVELOPPEMENT (3e de couverture), SADE (2e de couverture), SAINT-GOBAIN PAM (20), SNECOREP (69), SURFSEP (68), TECHFINA (4e de couverture), TIE RACK (106), UFT (110).

Photo de couverture : Chantier du bassin de stockage de Vitry.

Les bassins de stockage-décantation en réseau d'assainissement

Avant-propos

Les campagnes de mesure effectuées depuis le début des années 1970 sur les réseaux d'assainissement unitaires et séparatifs ont montré que de nombreux polluants étaient présents sous forme majoritairement particulaire dans les rejets se produisant par temps de pluie à l'interface des systèmes d'assainissement des agglomérations et des milieux récepteurs. À l'échelle annuelle par exemple, la masse de matières en suspension déversée par une agglomération par temps de pluie est comparable à la masse rejetée par sa ou ses stations d'épuration. Matières organiques, bactéries, micropolluants organiques ou minéraux associés à ces matières en suspension ont un impact négatif sur les milieux aquatiques et les usages de l'eau. Leurs effets ont longtemps été masqués par les dégradations dues aux rejets d'eaux usées de temps sec. La reconquête des milieux aquatiques au cours des dernières décennies grâce à la fiabilisation et l'amélioration de la collecte et du traitement des eaux usées a rendu plus visible l'impact des déversements polluants par temps de pluie. La réduction des flux polluants de temps de pluie s'est donc peu à peu dessinée comme un nouvel enjeu environnemental.

Du fait de la nature particulaire et décantable des rejets, les bassins de stockage en réseau d'assainissement, initialement conçus pour stocker les apports excédentaires en vue de réguler les débits et limiter les débordements, se sont peu à peu révélés comme étant des dispositifs de dépollution efficaces. On est passé de la notion de stockage simple à celle de stockage-décantation. Partant de ce constat, la conception, le dimensionnement et la gestion des bassins ont peu à peu évolué de façon à améliorer l'efficacité d'interception et de traitement et à faciliter l'exploitation de ces ouvrages. Les premiers bassins de stockage-décantation dédiés à la dépollution des rejets urbains de temps de pluie datent de la fin des années 80. Il se sont multipliés par la suite et l'expérience comme la connaissance accumulées au cours des 15 dernières années permettent aujourd'hui d'envisager un retour d'enseignements à retombées opérationnelles.

L'ASTEE, à travers le groupe " pluvial " de la commission " Assainissement ", réunit les acteurs des derniers travaux sur les bassins de stockage-décantation. Ces acteurs qui appartiennent à la fois au monde de la recherche, des collectivités et des exploitants ont collaboré à travers des

The storage-decantation basins in water sanitation networks

Foreword

The measurement campaigns carried out on combined and separate networks, since the beginning of the seventies 70, have shown that numerous pollutants were present – mainly as particulates – in the effluents that flow during rainfalls at the interface between the urban water sanitation networks and the receiving environments. By way of example, on an annual scale, the amount of suspended matters flowing from an agglomeration during a precipitation event is comparable to the amount discharged by its waste water treatment plant(s). The organic matters, bacteria, organic or mineral micropollutants associated with these suspended matters have a negative impact on the aquatic environments and water uses. For a long time, their effects were hidden by the degradations resulting from waste water discharges during dry weather. During the last decades, the renovation of aquatic environments has enabled the impacts of pollutant inputs to be made more visible thanks to the improved reliability and collection-treatment of the waste waters. Consequently, the reduction of polluting flows during rainfall has slowly become a new environmental stake.

Since effluents are laden with decantable particulates, the storage basins of the sanitation systems, initially designed for the storage of excess inputs and for the regulation and limitation of overflows, progressively turned out to be efficient depollution devices. There has been a change from the notion of simple storage to that of storage-decantation. On the basis of this situation, the design, sizing, and management of basins evolved so as to improve the trapping and treatment efficiency and to facilitate the operation of such works. The first storage-decantation basins dedicated to urban effluent depollution during rainfall date back to the end of the eighties, and their number increased afterwards. The experience and the knowledge gained in the last 15 years make it possible today to envisage lessons based on returns on experience with operational benefits.

ASTEE, through the ''Rainfall" Group of the Sanitation Commission, comprises the players of the latest works on storage-decantation basins. Such players – who belong to the domains of R&D, local autho-

programmes de recherche montrant les nouvelles voies qu'ouvre l'évolution des connaissances et de la technologie pour une meilleure gestion des apports polluants de temps de pluie.

Ce numéro de TSM*, fruit de cette collaboration, présente des articles de synthèse constituant un " état de l'art " sur les bassins de stockage-décantation. Les différentes facettes de la question de la gestion des effluents de temps de pluie au moyen des bassins de stockage-décantation sont abordées en commençant par le dimensionnement des ouvrages : quelle est l'influence des modes de représentation de la pluie dans les études sur le dimensionnement hydraulique, quelles sont les méthodes de dimensionnement existantes ? La vitesse de chute des particules est l'un des paramètres caractéristiques des effluents dont la connaissance est indispensable au dimensionnement d'ouvrages de décantation car elle permet de faire une première évaluation du rendement envisageable par décantation suivant les caractéristiques géométriques de l'ouvrage. Deux articles présentent les appareils et protocoles aujourd'hui disponibles. Enfin, des résultats de suivis métrologiques sur différents bassins sont présentés et commentés.*

Ces synthèses techniques sont suivies de témoignages exemplaires de gestionnaires de nombreuses collectivités comme Bordeaux, Nancy, Saint-Malo, Paris, les départements du Val-de-Marne et de la Seine-Saint-Denis. Ils présentent le niveau d'équipement actuel, les contraintes et perspectives de gestion.

*Ces témoignages et ces synthèses techniques serviront de base à une journée d'échanges organisée par l'*Astee *sur les bassins de stockage-décantation qui aura lieu le 27 janvier 2004 à l'École nationale des Ponts et Chaussées, à Paris. Souhaitons que les échanges qui auront lieu à cette occasion soient fructueux et marquent un temps de réflexion pour orienter les travaux à venir.*

Daniel VILLESSOT
Président de la commission "Assainissement"
*de l'*Astee

rities and operators – have contributed to research programmes that show the new avenues opened by the knowledge and technology evolutions for a better management of polluting inputs during rainfalls. This issue of TSM – the outcome of this collaboration – comprises synthesis articles on the ''state of the art" on storage-decantation basins. The various aspects of effluent management during rainfall using storage-decantation basins are discussed, starting with the sizing of the works: what is the influence of the rainfall representation modes in studies on hydraulic sizing? What are the existing sizing methods ? The decantation speed of the particulates is one of the key parameters of effluents, and it is indispensable for the sizing of decantation works since it enables a first evaluation of the foreseeable efficiency of decantation works to be made on the basis of its geometrical characteristics. Two articles describe apparatuses and protocols available today. Finally, the results of weather forecast monitorings on various basins will be presented and discussed.

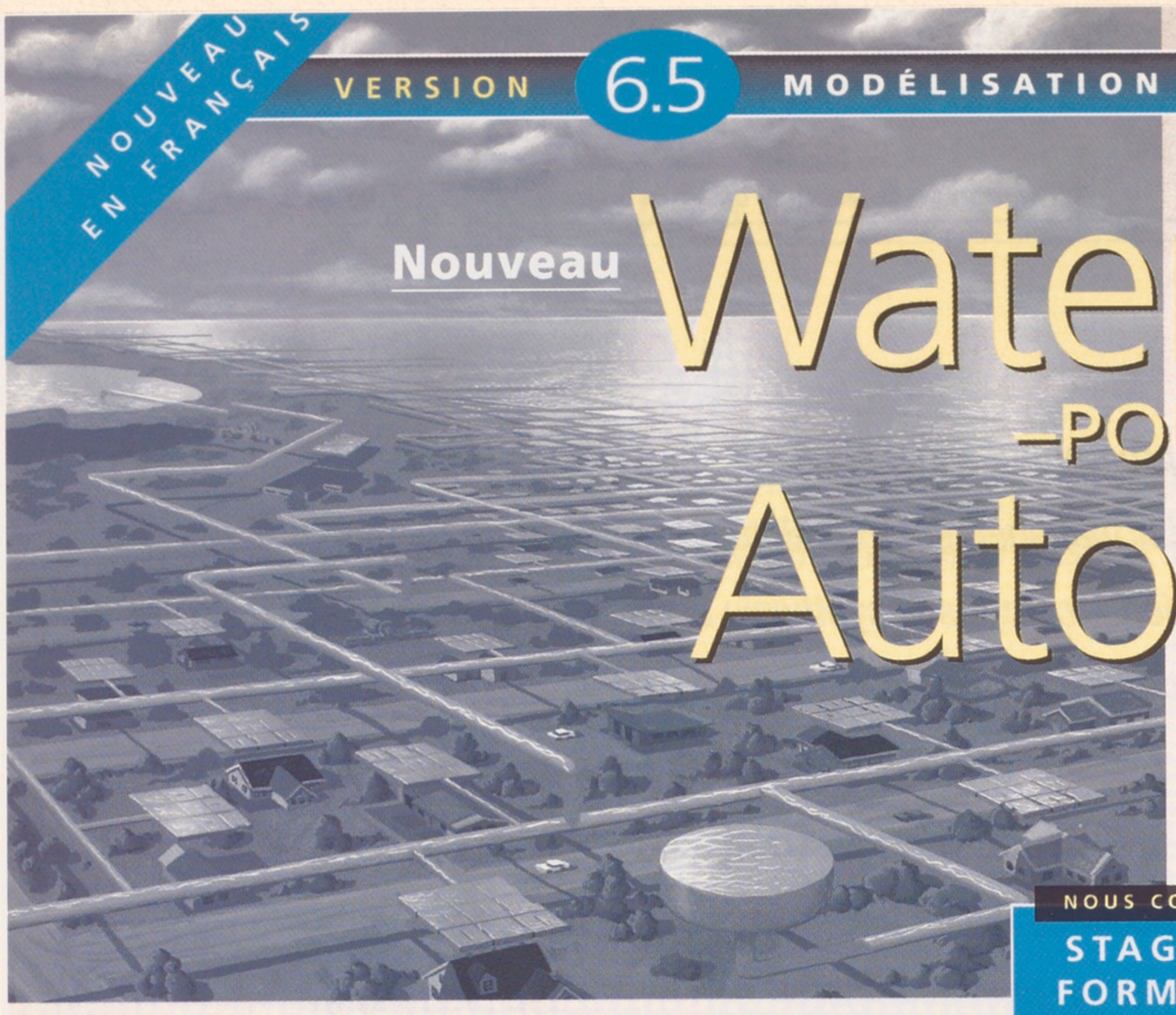
These technical syntheses will be completed by exemplary reports by managers from local authorities such as the municipalities of Bordeaux, Nancy, Saint-Malo, Paris, the Départements of Val de Marne and Seine Saint Denis. They describe the current level of equipment, and the management constraints and perspectives.

These reports and technical syntheses will serve as a basis for a day of discussion organized by ASTEE, on the subject of storage and decantation basins, which is to take place on January 27th, 2004, at the ''Ecole Nationale des Ponts et Chaussées", in Paris. Let's hope that the discussion that will take place will be fruitfull and will constitute a reflection forum for the future works.

Daniel VILLESSOT,
Chairman of the Sanitation commission
of ASTEE

NOUVEAU EN FRANÇAIS

VERSION 6.5 MODÉLISATION RÉSEAUX DE DISTRIBUTION D'EAU



Nouveau WaterCAD® –POUR– AutoCAD®

www.haestad.com METHODS

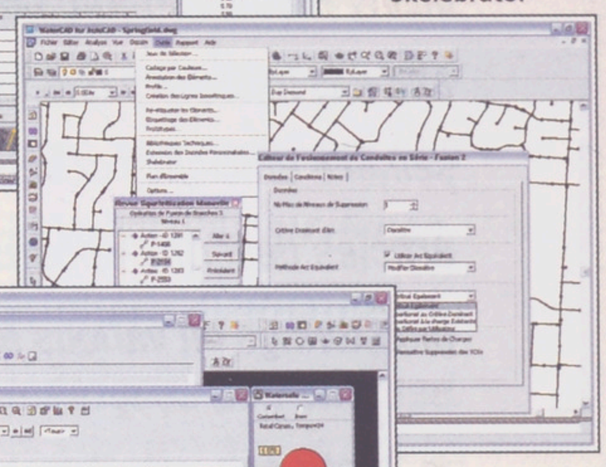
Autodesk. Registered Developer

NOUS CONTACTER

STAGES DE FORMATION DISPONIBLES

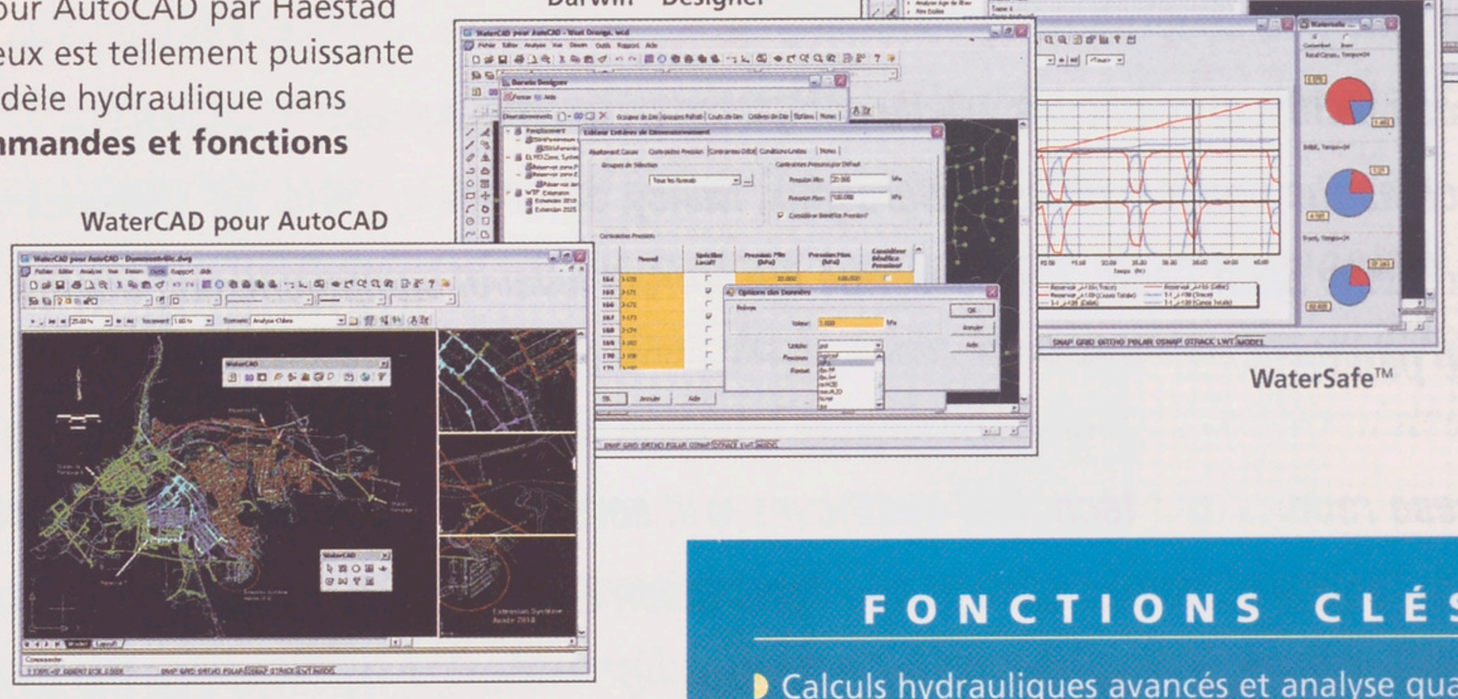
Darwin™ Calibrator

Skelebrator™



Darwin™ Designer

WaterCAD pour AutoCAD



WaterSafe™

Built With WaterObjects™ TECHNOLOGY

WaterCAD pour AutoCAD est le **leader incontesté du marché** et est utilisé par une majorité des 500 plus grandes entreprises de génie civil et par les plus importantes sociétés de gestion de l'eau.

Lorsque vous utilisez WaterCAD pour AutoCAD par Haestad Methods, l'intégration entre les deux est tellement puissante que vous pouvez simuler votre modèle hydraulique dans AutoCAD tout en utilisant **les commandes et fonctions d'AutoCAD telles que SNAP ou Accrochage** directement sur les éléments hydrauliques. Travaillez dans AutoCAD 2000, 2000i, 2002 ou 2004, et exploitez la puissance des autres produits AutoDesk® tels que **LandDekstop, MapGuide®, et Map®**.

SOLUTION INFORMATIQUE UNIFIÉE

WaterCAD pour AutoCAD s'ajoute à la ligne de logiciels de Haestad Methods pour la modélisation de réseaux de distribution d'eau, incluant **WaterCAD Stand-Alone** et **WaterGEMS® pour ArcGIS™**.

Ces trois applications sont maintenant connectées à la **même base de données**, permettant aux dessinateurs, ingénieurs, spécialistes SIG et chefs de projets de travailler depuis une seule source de données sous l'interface utilisée habituellement dans leur spécialité.

A PROPOS DE HAESTAD METHODS

Depuis **plus de 25 ans**, la société Haestad Methods fournit ses logiciels hydrauliques à des milliers d'ingénieurs. Elle est reconnue internationalement comme le **leader mondial de logiciels de modélisation des réseaux d'eau**. Aujourd'hui plus de 130,000 ingénieurs dans plus de 170 pays utilisent les produits de Haestad Methods, comprenant logiciels de modélisation hydrauliques et hydrologiques, stages de formation, services et livres pour professionnels, professeurs et étudiants.

FONCTIONS CLÉS

- Calculs hydrauliques avancés et analyse qualité de l'eau
- Intégration avec AutoCAD
- Dimensionnement, calibration et squelettisation automatisés
- Format base de données ouverte à 100%
- Analyse de débit incendie pour plusieurs noeuds
- Contrôle complet des couches ou layer pour la modélisation des éléments
- Analyse détaillée des coûts d'investissement et énergétiques
- Connexions SCADA (acquisition de données) temps réel
- WaterSAFE™ — outil d'estimation sécurité
- Pompes à vitesse variable avec technologie APEX™
- Puissantes connexions de bases de données & SIG
- WaterObjects™ — pour personnalisation complète
- ClientCare® — maintenance et assistance technique

Commandez dès aujourd'hui! www.haestad.com

Contactez notre siège social dès aujourd'hui pour une démo personnelle

TEL: +1-203-755-1666 FAX: +1-203-597-1488 E-MAIL: francais@haestad.com

*See www.haestad.com/freetraining for details. Darwin Calibrator, Darwin Designer, Skelebrator et WaterSafe sont disponibles avec WaterCAD pour AutoCAD.

Skelebrator, WaterSAFE, WaterObjects, Darwin, et APEX sont des marques de Haestad Methods, Inc. ClientCare, WaterCAD, et WaterGEMS sont des marques déposées de Haestad Methods, Inc. AutoDesk, AutoCAD, Map, et MapGuide sont des marques déposées de Autodesk, Inc. ESRI est une marque, et ArcGIS est une marque déposée de Environmental Systems Research Institute, Inc. .NET est une marque, et Windows, le logo Windows, et Windows NT sont des marques déposées de Microsoft Corporation.

DOSSIER

LES BASSINS DE STOCKAGE-DÉCANTATION
EN RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT

1RE PARTIE

Résultats des récents travaux de recherche

Indépendance, proximité, services ...
notre expérience de l'eau, source de votre sérénité !

Ingénierie, service, nous accompagnons les industries, les collectivités locales.

Quel que soit le type de traitement, Nantaise des Eaux fournit aux industriels et aux collectivités une expérience et une proximité irremplaçables.

Sécurité, respect de l'environnement ... nos solutions innovent tout en respectant vos logiques économiques.

- Conception et construction de stations d'épuration
- Traitement des boues
- Contrats de service

50e anniversaire

Depuis 1953, Nantaise des Eaux développe d'étroites collaborations avec les collectivités.

50 ans au service de l'eau et de son traitement, voilà qui prouve qu'indépendance, transparence et proximité sont les signes d'une belle longévité.

NANTAISE DES EAUX

Contact :

Tél. 02 40 18 84 00

www.nantaise-des-eaux.com

Dimensionnement hydraulique d'ouvrages de dépollution : influence des modes de représentation de la pluie

■ N. AIRES[1], M. AHYERRE[1], M. CHABANEL[1]

Mots-Clés : Pluie, modélisation, dimensionnement, stockage, dépollution

Introduction

L'évolution des connaissances, de la technologie et de la réglementation ouvre aujourd'hui de nouvelles voies pour une meilleure prise en compte des apports de polluants par temps de pluie. Cependant les pratiques s'appuient encore souvent sur des principes et concepts hérités des années 1970, mieux adaptés à la prise en compte des surcharges hydrauliques qu'à la gestion des apports polluants. L'ouverture vers de nouvelles méthodes est aujourd'hui envisageable du fait notamment des capacités de simulation et du niveau d'équipement informatique des chargés d'étude et des gestionnaires de systèmes d'assainissement. De nouvelles approches peuvent être préconisées afin de faire évoluer les pratiques relatives à la prise en compte du temps de pluie dans le dimensionnement d'ouvrages de dépollution ou dans les diagnostics et les schémas directeurs d'assainissement.

L'objet de cet article est de faire le point sur les différentes représentations de la pluie utilisées en vue du dimensionnement de bassins de stockage-décantation dans le cadre d'une modélisation hydrologique et hydraulique. D'autres méthodes permettent de dimensionner les bassins (méthode des volumes, méthodes statistiques...), elles ne seront pas abordées ici.

Les pluies interviennent en plusieurs points de la chaîne de modélisation, leur importance est donc cruciale. Une représentation " fidèle " de la pluie utilisant de longues séries de chroniques météorologiques mesurées sur un poste dont les caractéristiques météorologiques sont proches de celles du site peut être définie comme référence. Toutes les méthodes utilisées actuellement en routine et décrites dans cet article correspondent à des dégradations de cette méthode. Après avoir décrit ces représentations et les méthodes de dimensionnement associées, on s'interrogera sur les conséquences de ces dégradations et sur les préconisations qui en découlent en utilisant les résultats issus de cinq études réalisées pour le compte des agences de l'eau.

1. Agence de l'eau Seine Normandie, 51 rue Salvador Allende, 92027 Nanterre cedex

1. Les pluies dans la chaîne de modélisation

La chaîne de données utilisée dans le cadre d'une modélisation en vue du dimensionnement d'un ouvrage est représentée dans la *figure 1*.

Le rôle de la pluie apparaît comme crucial puisqu'il s'agit à la fois d'une donnée d'entrée et d'une donnée de calage et de validation. Dans tous les cas, le formalisme de la modélisation conduit à représenter la pluie sous la forme d'un hyétogramme avec un pas de temps donné (généralement de l'ordre de quelques minutes).

Le dimensionnement d'un ouvrage de stockage à fonction dépollution suppose de s'intéresser non pas à une ou plusieurs pluies exceptionnelles mais aux pluies les plus fréquentes, susceptibles de se produire plusieurs fois par an.

Il est cependant difficile de rendre compte d'une fréquence d'apparition pour un événement aléatoire comme la pluie car chaque pluie est unique donc non reproductible. Rattacher une fréquence à un événement pluvieux nécessite une simplification préalable sur la base de certains paramètres caractéristiques (intensité, durée, hauteur).

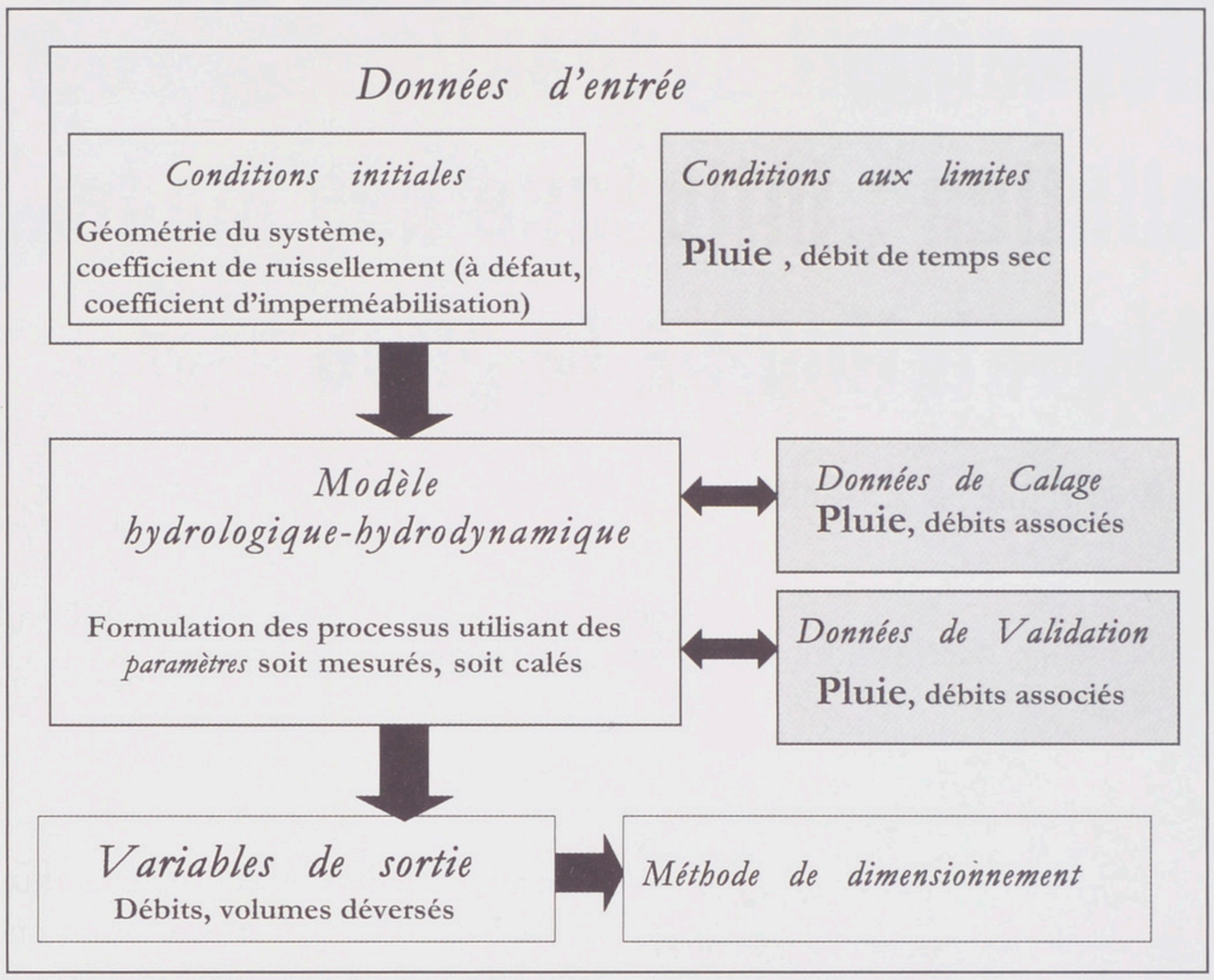


Figure 1. Schématisation de la chaîne de données utilisée dans la modélisation

Par ailleurs, l'approche " réduction de la pollution déversée par temps de pluie " relève de la gestion des risques associés aux rejets polluants. Elle nécessite de s'intéresser aux fréquences de défaillance acceptables. L'une des pratiques les plus courantes consiste à attribuer aux effets (débits, volumes, quantités de polluants) la même fréquence d'apparition que la pluie génératrice de ces effets. Or, la distribution des effets n'est pas identique à celle des causes : la fréquence d'apparition d'un flux (débits, volumes, quantités de polluants) à l'aval des réseaux a très peu de chances de correspondre à la fréquence d'apparition d'une des caractéristiques principales de la pluie à l'origine du ruissellement.

Par conséquent, il apparaît plus juste et plus judicieux de s'intéresser directement aux fréquences d'apparition d'un débit ou d'un volume plutôt qu'à celles d'une intensité ou d'une hauteur totale de pluie.

Quelle que soit la représentation de la pluie utilisée et en dépit de l'importance primordiale des données pluviographiques, il convient de garder à l'esprit que la modélisation est une chaîne au sein de laquelle chaque élément doit être traité avec un degré de précision sensiblement équivalent. Ainsi, comme l'a montré l'étude menée par HYDRATEC pour l'Agence de l'eau Seine Normandie [4], le fait d'utiliser un modèle avec des coefficients de ruissellement sous-estimés de 15 % peut conduire, même avec une représentation de la pluie très complète, à sous-dimensionner le volume d'un bassin d'un facteur 5. Les résultats de la modélisation dépendront donc du soin apporté à l'ensemble de la chaîne, en particulier au calage, et pas seulement au choix des pluies.

2. Les différents types de représentation de la pluie

Différents modes de représentation de la pluie sont utilisés en entrée des modèles hydrologiques-hydrodynamiques dont les résultats servent au dimensionnement des bassins de stockage-décantation. La représentation la plus complète est la chronique météorologique brute fournie par le poste météorologique le plus proche du site. Les autres représentations visent à alléger les données pour diminuer les temps de calcul des modèles et simplifier leur mise en œuvre. Elles seront explicitées successivement avant de décrire les méthodes de dimensionnement.

2.1. La chronique météorologique complète représentative du site d'étude

Les chroniques météorologiques complètes sont des enregistrements issus de mesures en continu horodatées. Elles comprennent à la fois des périodes sèches et des périodes pluvieuses décrites à pas de temps faibles (quelques minutes).

Cette représentation de la pluie qui utilise de longues chroniques météorologiques peut être considérée comme la méthode de référence puisqu'il n'y a aucune perte d'information entre les données fournies par le système de mesure et les données entrées dans les modèles.

Cette méthode n'est vraiment satisfaisante que si la chronique est représentative de la pluviométrie locale.

Pour que la chronique soit représentative de la pluviométrie locale, il faut qu'elle ait une durée suffisamment longue pour s'affranchir d'années exceptionnelles. Cinq années de données au minimum sont nécessaires pour bien représenter des pluies rencontrées plus d'une fois par an [6]. En 1997, Météo France disposait sur l'ensemble du territoire national de 95 postes dont la somme des périodes sans lacunes supérieures à 24 heures dépasse 5 ans et de 22 postes pour lesquels cette somme est de 5 ans. En outre, il est possible de combler les lacunes avec des données d'autres années à condition de respecter les saisons.

Ces données sont plus facilement disponibles que celles nécessaires à des approches de dimensionnement de type " lutte contre les débordements de réseaux " puisque travailler sur des pluies décennales ou vicennales nécessite des durées d'enregistrement beaucoup plus longues (si une durée de mesure de 30 ans constitue un minimum, une durée de 70 ans est souhaitable pour estimer correctement la pluie décennale [10]).

Il convient cependant de noter que ces contraintes diffèrent suivant les régions et 5 années sont, par exemple, insuffisantes en région méditerranéenne.

Pour disposer d'une chronique représentative de la pluviométrie locale, il est aussi nécessaire de considérer la variabilité spatiale de la pluie et de bien choisir le poste pluviométrique. Les études [1] et [5] ont montré la sensibilité d'une modélisation des débits à la variabilité spatiale de la pluviométrie. Les pluviométries observées à Desvres et Lesquin, villes distantes de 100 km, sont très nettement dissemblables et conduisent, pour un même réseau d'assainissement, à des dimensionnements pouvant varier du simple au double.

L'hétérogénéité spatiale des pluies constitue un paramètre important. Sa non-prise en compte hypothèque la fiabilité du calage tout en le rendant plus difficile. La connaissance de la répartition spatiale de la pluie est d'autant plus cruciale que le relief est important.

Le guide " La ville et son assainissement " [10] préconise une prise en compte de la répartition spatiale dès lors que la surface de bassin versant dépasse 10 km^2. De 10 à 30 km^2, la notion d'abattement spatial peut éventuellement être utilisée. Au-delà, " il est nécessaire d'envisager une modélisation plus précise de la répartition spatiale de la pluie ".

2.2. Les chroniques de pluies réelles

La chronique de pluies réelles est constituée d'une série d'événements pluvieux successifs. Elle est construite à partir d'une chronique météorologique complète en ne prenant en compte que les événements d'une hauteur supérieure à un certain seuil (qui peut éventuellement être pris égal à zéro) et séparés par des durées inter-événementielles prédéfinies. Toute période de temps sec dont la durée est inférieure à cette durée inter-événementielle est intégrée dans l'événement pluvieux *(figure 2)*. La modélisation hydrologique-hydrodynamique a ensuite lieu événement par événement, pour gagner du temps de simulation.

Cette représentation des données météorologiques peut être considérée, au regard des études présentées dans cet article, comme la référence actuelle de ce qui est effectivement mis en œuvre. Une dégradation de cette méthode consiste à ne prendre en compte qu'une seule ou deux années de pluies réelles judicieusement choisies.

2.3. Les chroniques reconstituées : modèles stochastiques et années synthétiques

De longues séries météorologiques reconstituées peuvent être obtenues à l'aide d'un générateur stochastique de pluies. Le générateur développé par le Cereve [2] a été établi à partir d'une analyse régionale conduite sur sept séries pluviographiques de 17 ans chacune, provenant du département de Seine-Saint-Denis. Il restitue l'information traitée, sous forme d'une succession d'averses, d'inter-averses et de périodes de temps sec, au pas de temps de 5 minutes. Seules les périodes pluvieuses les plus intenses y sont reproduites avec précision (leur description " normalisée " constitue cependant une simplification de l'information d'origine). Ce générateur ne peut à ce jour fournir des données que localement pour des sites proches de celui ayant permis son établissement.

L'année synthétique [3] se présente sous la même forme qu'une chronique météorologique d'une année. Les événements pluvieux qui la constituent sont décrits de façon simplifiée (simple ou double rectangle, simple ou double triangle). L'année synthétique est élaborée après une analyse statistique d'une longue chronique météorologique complète.

Pour construire une année synthétique à partir d'une longue chronique météorologique complète, on caractérise les événements par leur hauteur, leur durée et leur période de temps sec antécédente. On effectue ensuite une classification des pluies selon des critères de hauteur et de durée. Enfin, on étudie la répartition des durées de temps sec pour les différentes classes définies.

On dispose alors de toutes les données nécessaires au calcul de l'année synthétique. Ce calcul s'effectue par des tirages successifs des pluies, de leurs caractéristiques et des durées de temps sec dans les classes constituées en tenant compte des probabilités d'occurrence de ces classes.

Le traitement permettant de constituer une année synthétique sur un site donné est une prestation assurée par Météo France. Une discrétisation des éléments fournis est ensuite nécessaire pour constituer un jeu de données assimilable par le modèle hydrologique-hydrodynamique. La forme des hyétogrammes et le pas de temps de discrétisation doivent alors être choisis pour décrire l'évolution de l'intensité pluvieuse au cours du temps.

2.4. Les classes de pluie

Les classes de pluie sont des ensembles de 10 à 20 pluies voire plus. Chacune de ces classes représente un ensemble de pluies de caractéristiques (hauteur, durée, intensité) semblables.

Pour construire les classes de pluie, on part d'une longue chronique de pluies. On définit ensuite les événements pluvieux sur la base de deux critères : une hauteur minimale et une durée inter-événementielle. Les événements sont caractérisés par des critères de hauteur, durée, intensité. Une séparation des événements en classes a ensuite lieu selon des critères choisis (H, D ou H, D, I). Les critères d'agrégation des éléments dans les classes peuvent être variés : séparation rectangulaire, hyperbolique, critère de Ward… Enfin, dans chaque classe, un événement est déterminé pour représenter la classe. Une fréquence est associée à la classe en fonction du nombre d'événements qu'elle contient (fréquence = nombre d'événements de la classe / nombre total d'événements). La forme de l'événement représentatif est choisie de façon arbitraire (simple ou double rectangle, simple ou double triangle). Un événement réel peut également être sélectionné dans la classe pour la représenter.

2.5. Les pluies de projet

Les pluies de projet sont fondées sur une analyse statistique des événements pluvieux réels. Les plus utilisées sont construites à partir des courbes IDF (Intensité – Durée – Fréquence). On citera pour mémoire les pluies de type Montana avec $I=a*t^{b}$ où a et b dépendent de la fréquence de retour de la pluie et où t représente la durée de la pluie. Le *tableau I* propose un récapitulatif des différentes simplifications apportées à la longue chronique météorologique par chacune des représentations décrites.

La principale différence entre longues chroniques reconstituées et années synthétiques d'une part, classes de pluies et pluie de projet d'autre part, tient au fait que les premières restituent des enchaînements de périodes pluvieuses et de périodes de temps sec alors que les deux dernières ne fournissent *in fine* qu'un nombre restreint d'événements pluvieux synthétiques auxquels sont associées des fréquences d'apparition. La restitution des événements pluvieux sous une forme synthétique implique dans tous les cas une description simplifiée des hyétogrammes. Par exemple, une pluie de type Montana est une pluie d'intensité constante pendant toute sa durée.

2.6. Bilan des différentes méthodes de représentation de la pluie

Toutes les alternatives à la chronique météorologique consistent à extraire des événements distincts, successifs ou non. Le but de ces extractions est de diminuer ensuite les temps de simulation dans la chaîne de traitement modélisation/dimensionnement, en se restreignant à la seule simulation des événements extraits.

La question initiale de la définition de l'événement pluvieux se pose donc pour chaque type de représentation de la pluie choisi. Les critères d'individualisation des événements sont essentiellement des critères de hauteur minimale et de durée inter-événementielle. Le choix de ces critères a de grandes conséquences sur les résultats et il convient de choisir des durées inter-événementielles qui permettent de séparer des événements indépendants. Deux événements sont indépendants si les écoulements générés par le premier événement ont cessé lorsque débute le deuxième. Si les événements choisis ne sont pas indépendants, le débit dans le réseau en fin d'événement n'est pas nul et le volume associé à cet événement qui sert ensuite au dimensionnement est mal estimé.

La durée de temps sec permettant de distinguer les pluies indépendantes est spécifique à chaque site puisqu'elle dépend de la réponse du bassin versant. La durée de ressuyage des réseaux peut être considérablement allongée lorsque des ouvrages de régulation sont intercalés sur le réseau : plusieurs heures, voire plus d'une dizaine d'heure. Il est donc nécessaire de prendre en compte les aménagements existants ou futurs et leurs modes de gestion avant toute simplification des données météorologiques brutes.

Si le niveau de base n'est pas atteint au bout du temps prédéfini (durée de retour au débit de base), il conviendra de regrouper la simulation des événements initialement considérés comme indépendants.

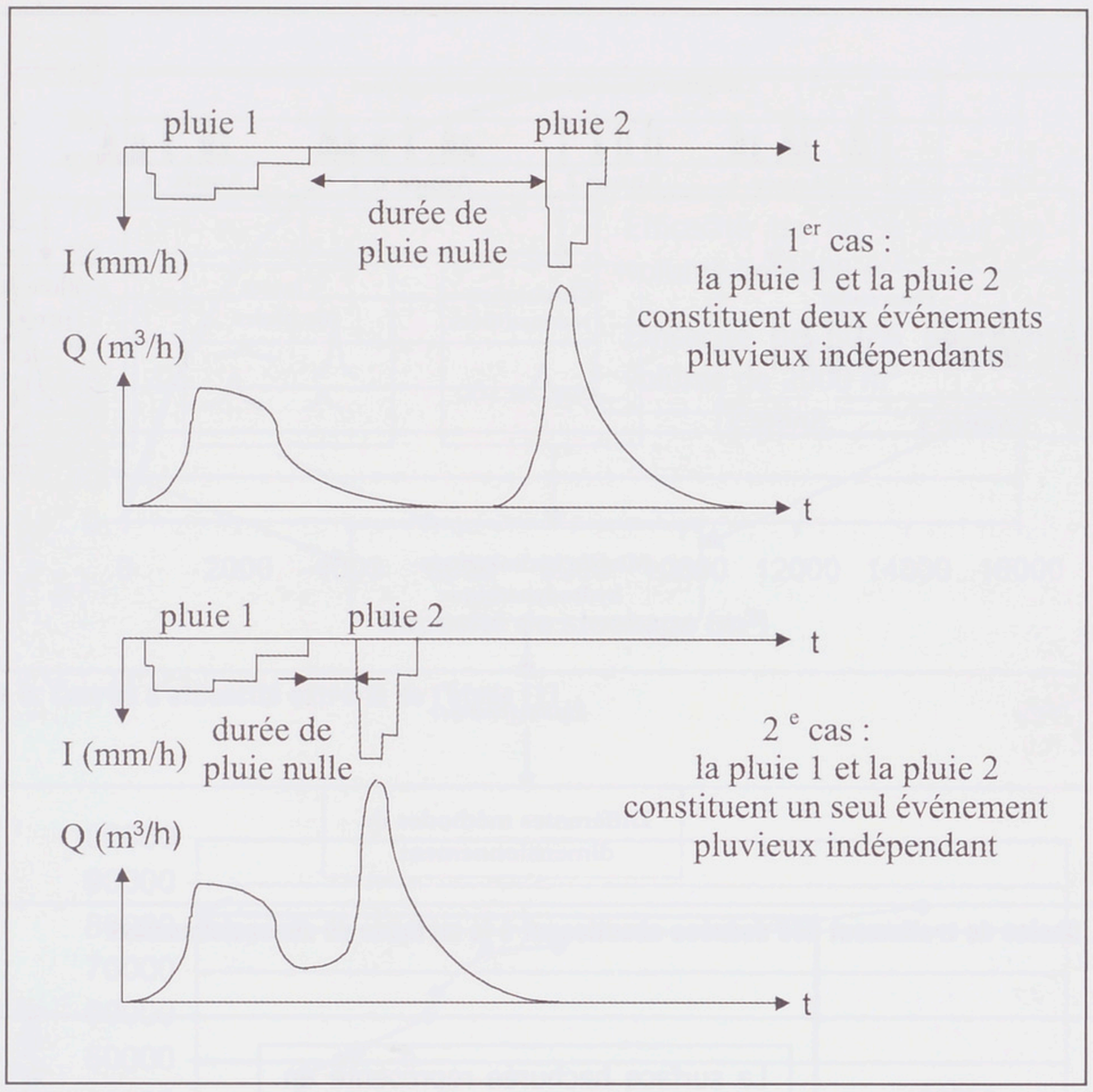


Figure 2. Définition d'événements pluvieux indépendants [8]

	Réduction de la période	Périodes pluvieuses uniquement	Simulation discontinue événement par événement	Simulation des événements représentatifs uniquement	Reconstitution a posteriori des événements. Hyétogrammes simplifiés
Chroniques météorologiques					
Une ou 2 années réelles (TS et TP)	X				
Chroniques de pluies réelles		X	X	Parfois	
Une ou 2 années réelles (TP)	X	X	X	Parfois	
Longues chroniques reconstituées (TS+TP)					X
Longues chroniques reconstituées (TP)		X	X		X
Année synthétique	X				X
Classes de pluies	X	X	X	Parfois	X
Pluies de projet	X	X	X		X

Tableau I. Les différentes simplifications apportées à la longue chronique météorologique par chacune des représentations décrites (TS : temps sec ; TP : temps de pluie)

3. Les méthodes de dimensionnement associées aux représentations de la pluie

Les méthodes de dimensionnement exploitent les résultats de la simulation hydrologique-hydrodynamique qui se présentent notamment sous la forme de volume déversé par événement. Elles sont adaptées à la richesse des données pluviométriques utilisées en entrée des modèles.

Le dimensionnement se fait en deux temps. Dans un premier temps, on simule le volume déversé pour avoir une estimation de la capacité de stockage à créer. Dans un deuxième temps, on intègre le ou les bassins projeté(s)

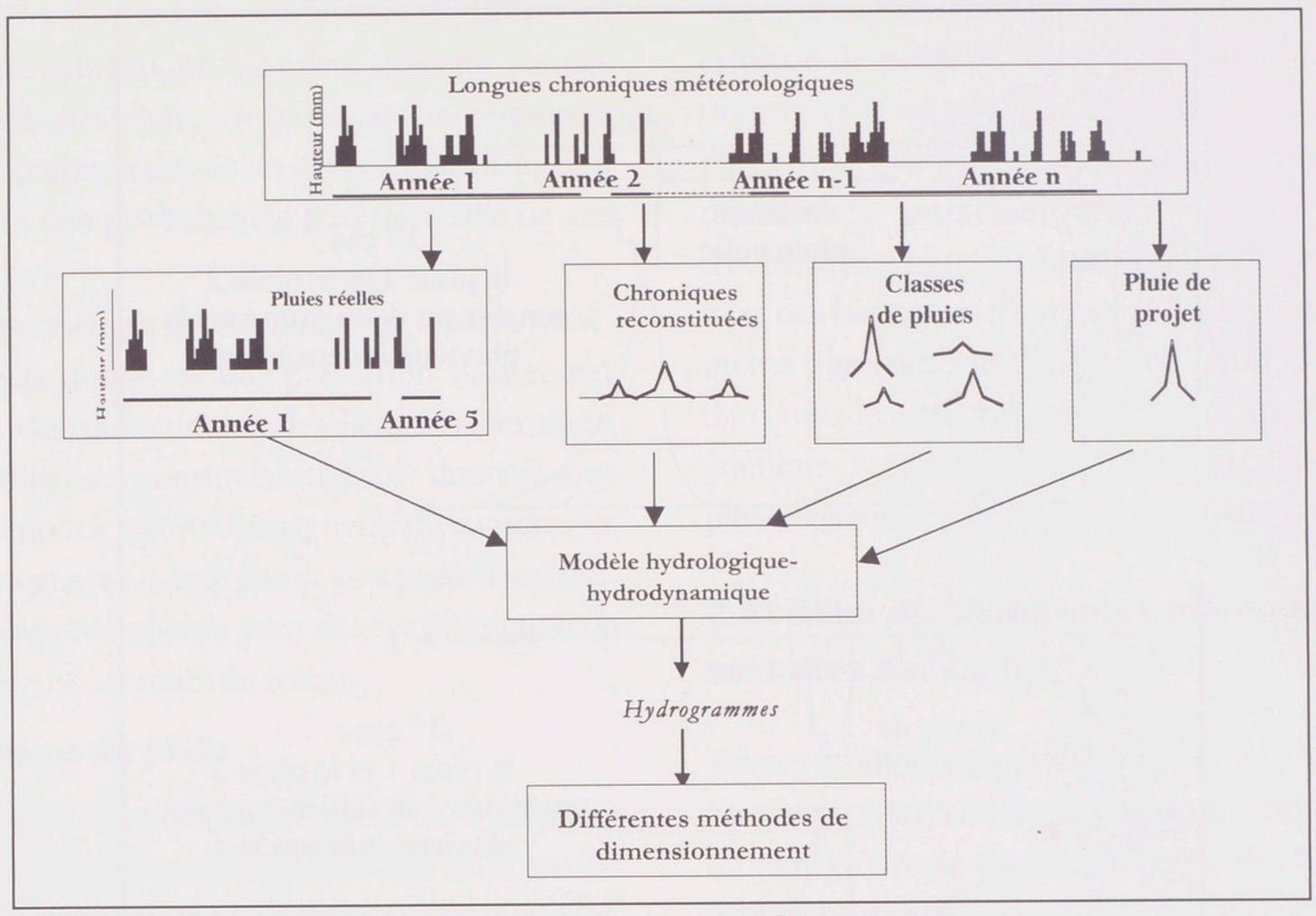


Figure 3. Chaîne de traitement des données aboutissant à la méthode de dimensionnement

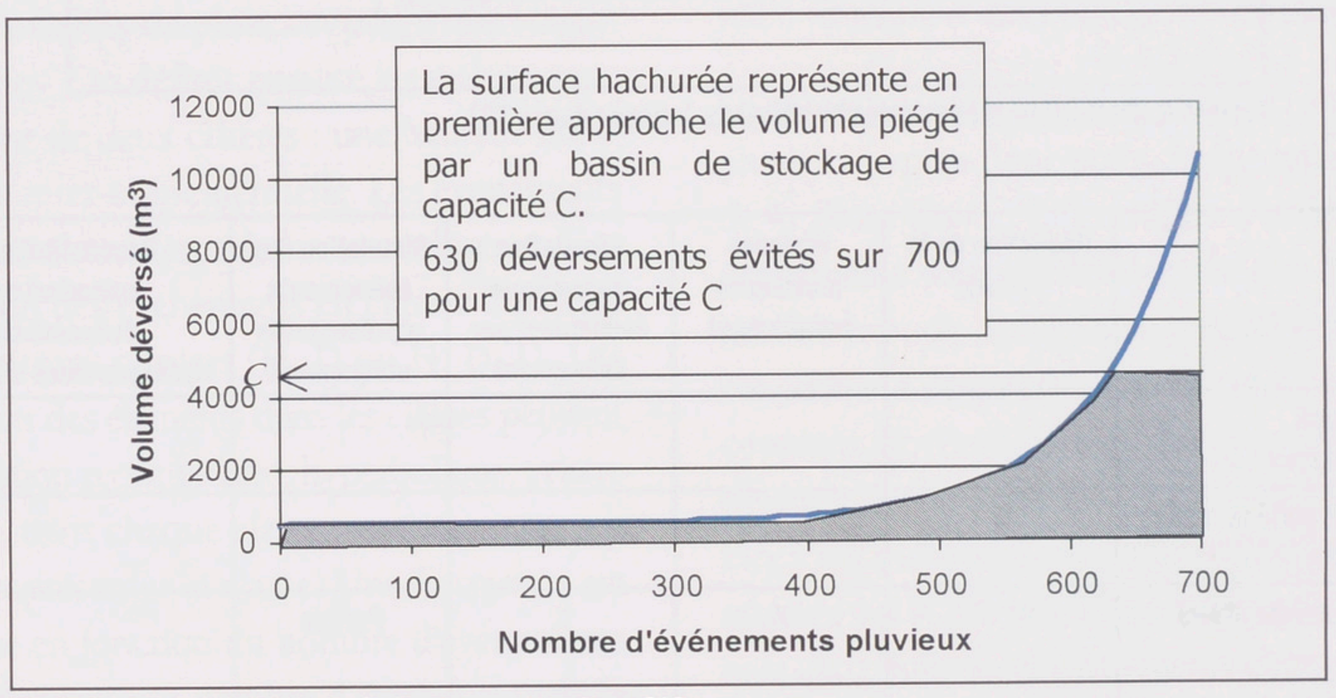


Figure 4. Classement des événements pluvieux [1]

dans le modèle (capacité, débit de fuite, mode de fonctionnement). Cela permet d'affiner les résultats. Dans ce paragraphe, nous ne présenterons que la première phase du dimensionnement.

Les chroniques de pluies réelles, les chroniques reconstituées et les années synthétiques permettent de classer les volumes d'apports déversés, traités, etc. sur une ou plusieurs années, sur la base des informations fournies par les hydrogrammes, sans passer par une évaluation des fréquences d'apparition des pluies. Par exemple, dans le cas du dimensionnement d'un bassin de stockage-décantation, le volume déversé pour chaque événement pluvieux simulé peut être représenté sous forme graphique après classement des événements par volume déversé croissant (*figure 4*). De cette représentation est déduite une courbe d'efficacité en calculant pour diverses capacités de stockage, les volumes déversés annuellement (*figure 5*).

Ces informations sont d'une grande utilité pour les études d'incidence et pour estimer l'impact de ces rejets sur les milieux récepteurs.

L'évaluation des volumes annuels par la méthode des classes de pluies à partir des hydrogrammes nécessite une prise en compte de la fréquence d'apparition de la pluie suivant la procédure suivante :

Volume annuel déversé par classe de pluie = volume déversé pour l'événement représentant la classe de pluie (obtenu par simulation) x fréquence d'apparition de la pluie.

L'exploitation des résultats obtenus peut ensuite être matérialisée sous forme graphique (*figure 6*).

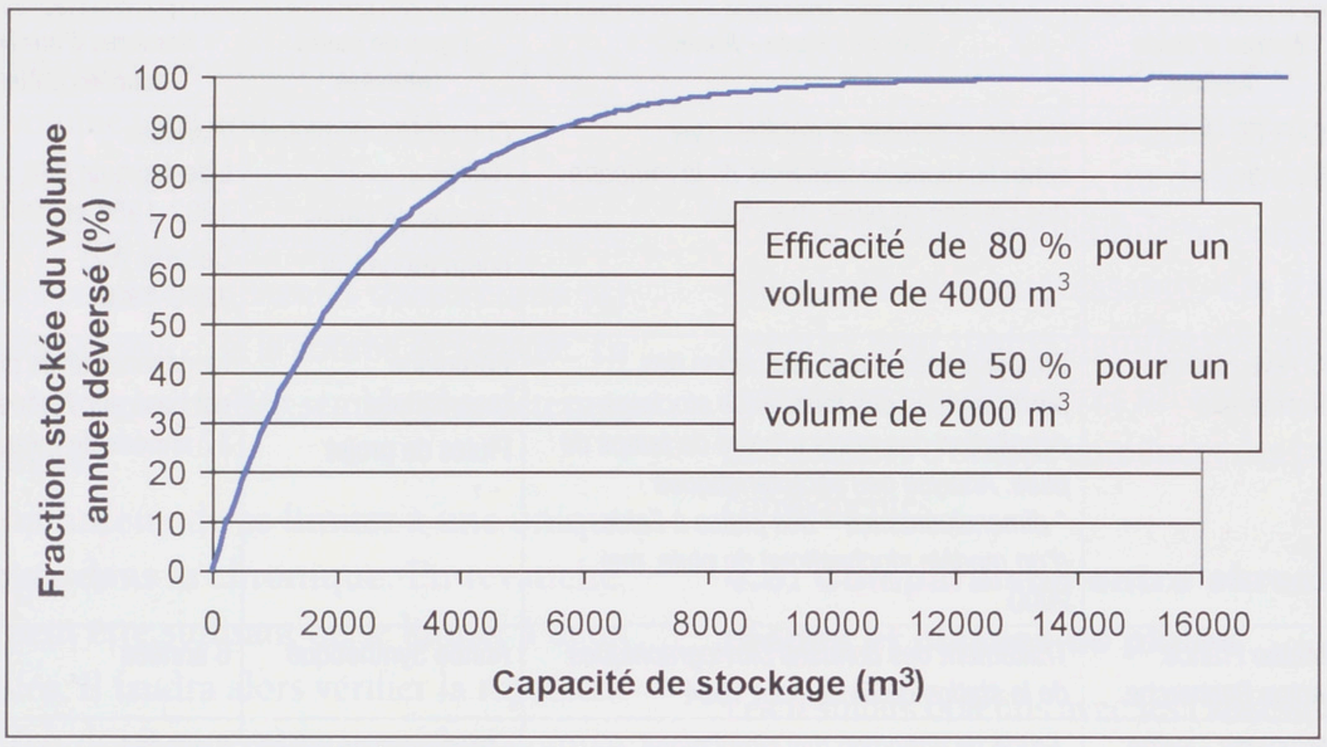


Figure 5. Courbe d'efficacité extraite de l'étude [1]

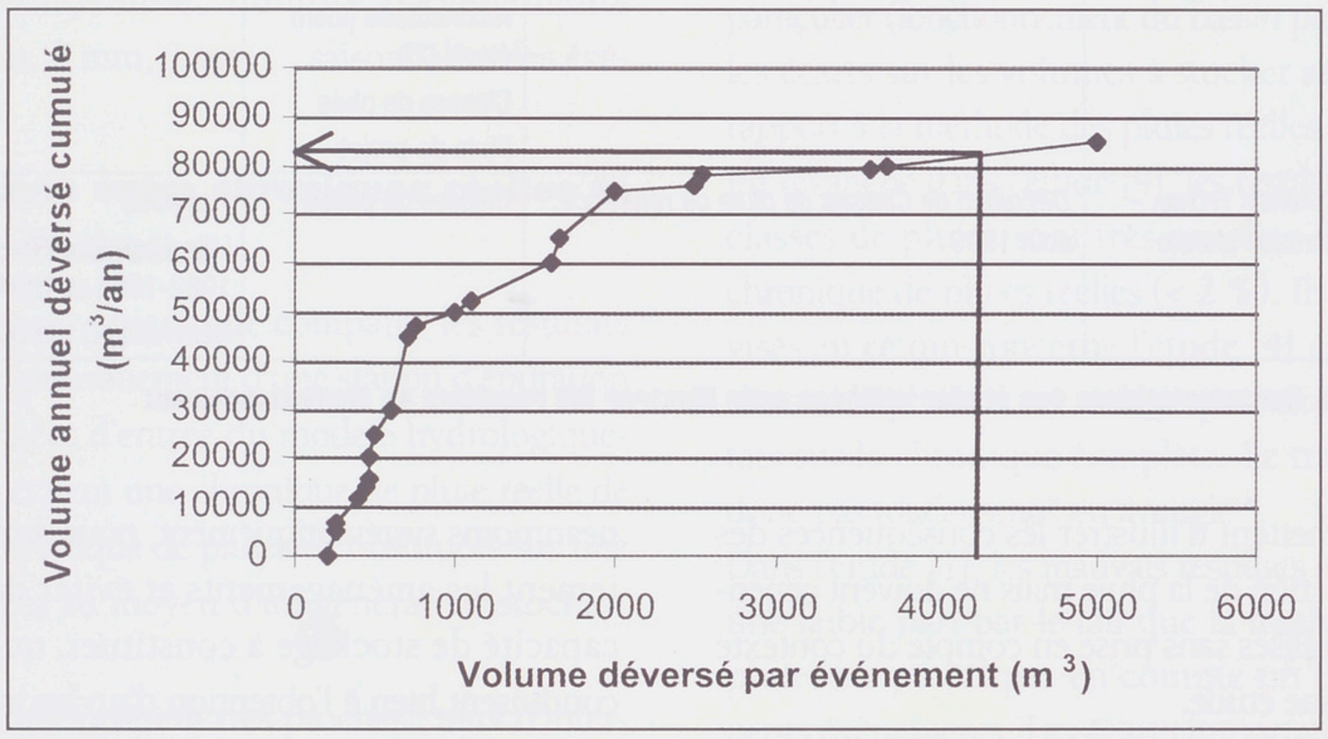


Figure 6. Exemple de courbe cumulative [5]

Pour constituer ce graphique, on range les classes de pluie par ordre croissant des volumes déversés par événement. En ordonnée, on reporte le volume annuel déversé par classe (cumulé). On connaît alors pour une capacité de stockage donnée une estimation du volume annuel qu'elle intercepterait. Le volume intercepté ainsi obtenu est moins précis qu'avec la méthode des pluies réelles car :

- la fréquence d'apparition est définie à partir des caractéristiques des événements pluvieux, pas sur celle des écoulements ou déversements,
- les pluies sont représentées de manière simplifiée,
- l'interpolation linéaire entre deux points de la courbe est plus hasardeuse, les points étant plus éloignés les uns des autres.

Pour les pluies de projet, le dimensionnement est fait d'une manière radicalement différente. Après avoir choisi la période de retour des événements pluvieux pour lesquels on veut intercepter la pollution (par exemple 6 mois), on simule une pluie de projet ayant cette période de retour (ceci sous-entend que la période de retour de la pluie est la même que celle des déversements, ce qui n'est généralement pas le cas) ; on obtient ainsi directement un volume de bassin.

4. Comparaison des différentes méthodes de représentation de la pluie et préconisations

4.1. Les études utilisées

L'objet de cette partie est de fournir à partir d'études réalisées pour les agences de l'eau des exemples chiffrés de l'impact des dégradations de la représentation de la pluie sur le dimensionnement des bassins et d'en déduire certaines préconisations.

Toutes les comparaisons seront faites par rapport à la longue chronique de pluies réelles qui est, parmi les méthodes effectivement utilisées dans ces études, la méthode de référence. Ces comparaisons reposent sur des

Réf étude	Bureau d'étude - Agence	Titre de l'étude - Année	Types de pluies utilisées	Nombres d'années de données utilisées
[1]	SAFEGE -Artois Picardie	*Incidence globale et détaillée des simplifications nécessaires de la méthode des classes de pluie*, mai 2000	Chroniques de pluies réelles Classes de pluies (idem étude [5])	7 années Lille-Lesquin (59) 1982-1986 et 1994-1995 Desvres (62) 1990-1998
[2]	CEREVE - Seine Normandie	*Dimensionnement et évaluation des performances des bassins de stockage-dépollution des rejets urbains de temps de pluie. Analyse des caractéristiques " dimensionnantes " des pluies à l'aide d'un modèle stochastique de pluie,* mai 2000	Chronique reconstituée Pluies de projet	Le générateur de pluies est basé sur 7 séries de 17 années de mesures.
[3]	Météo France Anjou Recherche	*Traitement des données pluviographiques de la station de Metz,* août 1994	Année Synthétique	6 années
[4]	HYDRATEC - Seine Normandie	*Etude de définition des simulations hydrauliques pour la dépollution des rejets urbains de temps de pluie*, août 1999	Chroniques de pluies réelles Chronique reconstituée (idem étude [2]) Classes de pluie Pluie de projet	8 années Neuilly-sur-Marne (93) 1990 - 1997
[5]	SAUNIER TECHNA – Artois Picardie	*Définition de Classes de pluie de référence*, août 1999	Classes de pluies	7 années Lille-Lesquin (59) 1982-1986 et 1994-1995 Desvres (62) : 1990-1998

Tableau II. Caractéristiques des études utilisées pour illustrer les résultats de dimensionnement

exemples qui permettent d'illustrer les conséquences des choix de représentation de la pluie mais ne doivent cependant pas être généralisés sans prise en compte du contexte particulier de chaque étude.

Les principales caractéristiques de ces cinq études sont synthétisées dans le *tableau II.*

Ces études ont été commentées et discutées lors d'une journée de réflexion organisée par l'Agence de l'eau Seine Normandie le 12 juillet 2000[2].

Il faut noter que les classes de pluies sont constituées suivant des critères différents selon les études, de même les durées inter événements sont déterminées dans chaque étude en fonction du site modélisé.

4.2. Comparaison entre chroniques météorologiques complètes et chroniques de pluie réelles

La chronique de pluies réelles est une dégradation légère de la chronique météorologique complète. On s'assurera néanmoins systématiquement, pour dimensionner correctement les aménagements et éviter de sous-estimer la capacité de stockage à constituer, que les simulations conduisent bien à l'obtention d'un hydrogramme complet c'est-à-dire avec retour au débit de base en fin de simulation. En effet, seule cette condition permet de rendre compte correctement de l'état de remplissage des bassins existants. L'objectif est de s'assurer qu'en fin d'événement, le(s) stockage(s) est vide et la vidange terminée. Si le niveau de base n'est pas atteint au bout du temps prédéfini (durée de retour au débit de base), il conviendra de redéfinir la durée inter-événementielle ou de prendre en compte le volume résiduel dans le(s) bassin(s) situé(s) sur la zone d'apport.

4.3. Comparaison entre chroniques réelles et choix d'une ou deux années réelles

Le choix d'une ou deux années réelles n'est pas sans conséquences sur le dimensionnement. En effet, le choix au hasard d'une des années de la chronique de pluies réelles peut, par exemple, conduire à multiplier par 2 le volume à traiter sur la filière temps de pluie de la station pour ne pas dépasser 2 rejets non traités par an [4].

Par ailleurs, la simulation séparée de chacune des 7 années de Lille-Lesquin [1] donne des écarts de 30 % environ

2. Liste des participants : Michel Desbordes (ISIM), Bernard Chocat (INSA de Lyon), Éric Gaume (CEREVE), Thierry Lepelletier (HYDRATEC), Vincent Chatellier (HYDRATEC), Benoit Samanos (SAFEGE), Sandrine Hartman (SAFEGE), Mathieu Zug (Anjou Recherche), Claude Joannis (LCPC), Robert Thomazeau (CERTU), Henri Bouillon (CERTU), Pierre Pebay (Communauté urbaine de Lille), Alice Khalife (MATE), Michel Laurent (AEAP), Alain Herman (AEAP), Martine Lamy (AERMC), Jean-Pierre Tabuchi (AESN), Mathieu Ahyerre (AESN), Nadine Aires (AESN).

entre les volumes minimum et maximum à constituer suivant l'année considérée, pour atteindre 60 % et 80 % d'interception du volume total annuel déversé.

Après analyse des volumes de ruissellement, 2 années choisies dans la moyenne de pluviométrie totale annuelle ont été considérées comme suffisantes dans l'étude [1] pour obtenir une convergence de la courbe d'efficacité. La représentativité des années simulées semble plus déterminante que leur nombre.

Ainsi, il est très hasardeux de se limiter à une unique année réelle choisie dans la chronique. En revanche, suivant le site, il peut être suffisant de se limiter à deux années bien choisies. Il faudra alors vérifier la représentativité de l'année (ou des 2 années) retenue(s) en comparant ses caractéristiques avec celles d'une longue chronique (hauteur moyenne, nombre d'événements supérieurs à 1 mm, 2 mm, 5 mm..., saisonnalité des événements,...).

4.4. Comparaison entre chroniques réelles et chroniques reconstituées

L'étude [4] avait pour objectif de comparer les résultats concernant le dimensionnement d'une station d'épuration selon que les données d'entrée du modèle hydrologique-hydrodynamique étaient une chronique de pluie réelle de huit ans ou une chronique de pluies reconstituées sur une durée de 30 années au moyen d'un générateur stochastique de pluies.

Les résultats obtenus s'avèrent très proches : taux d'interception identique égal à 96,3 %, nombre de déversements identiques, différence de 9 % pour le volume non traité. Il convient cependant de noter que si l'on change certaines hypothèses relatives au système d'assainissement étudié (débit de traitement sur la filière temps de pluie de la station d'épuration), ces écarts peuvent devenir plus importants, atteignant 20 % pour le volume total rejeté sans traitement et 10 % pour le taux d'interception.

Les résultats avec une chronique reconstituée semblent donc satisfaisants dans le cas où les mesures ayant permis de créer le générateur de pluies sont situées dans un secteur géographique dont les conditions météorologiques sont proches de celles du site modélisé.

4.5. Comparaison entre chroniques réelles et années synthétiques

L'étude [11] sur le réseau d'assainissement de Grand-Couronne permet de faire une comparaison entre les résultats d'une longue série de pluies réelles de huit années et une année synthétique construite à partir de 19 années de données. Le volume annuel déversé au milieu naturel est de 97 500 m³ en prenant l'année synthétique et de 109 000 m³ avec la longue série de pluies réelles. Cette différence n'est pas très significative.

Cependant, compte tenu des moyens de simulation actuels, l'année synthétique ne constitue pas forcément une alternative intéressante. Les gains de temps à en attendre sont moins significatifs que par le passé et les hypothèses simplificatrices nécessaires à la " normalisation " des données d'origine entraînent des pertes d'informations conséquentes.

4.6. Comparaison entre chroniques de pluies réelles et classes de pluies

Les résultats obtenus avec les classes de pluies sont extrêmement variables d'une étude à l'autre. Dans le cadre des études [1] et [5], pour les simulations sans aménagement particulier (fonctionnement du bassin projeté non modélisé), les écarts sur les volumes à stocker atteignent 50 % par rapport à la méthode des pluies réelles.

En revanche dans l'étude [4], les résultats obtenus avec les classes de pluies sont très proches de ceux issus de la chronique de pluies réelles (< 2 %). Ils doivent être relativisés en ce qui concerne l'étude [4] car le traitement en classes de pluies a été réalisé après exploitation des résultats sur la chronique complète. Le travail ne s'effectuait donc pas totalement " en aveugle ".

Dans l'étude [1], les mauvais résultats sont expliqués pour une faible part par le fait que la méthode des classes de pluies ne prend pas en compte un certain nombre de petits événements. Les écarts importants obtenus avec les deux méthodes sont essentiellement liés à la mauvaise prise en compte du temps de ressuyage des réseaux et du temps de vidange des bassins avec la méthode des classes de pluies. Sur ce site en effet, l'agrégation de pluies en classes pour des durées supérieures à une heure conduisait à une perte de représentativité.

Les classes de pluies n'ont été réalisées ni avec les mêmes critères (hauteur, durée, intensité maximum) ni avec les mêmes méthodes d'agrégation (méthodes statistiques, découpages en intervalles) dans les études [1] et [4]. Les comparaisons sont donc difficiles à établir. Cependant, certaines recommandations s'appliquent à cette représentation de la pluie :

- privilégier un traitement statistique de chroniques de très longues durées pour permettre la constitution de classes contenant un nombre suffisant de représentants ;
- réserver les classes de pluies à des protections non exceptionnelles sauf si des combinaisons s'avèrent possibles, par exemple : tirage d'une pluie par classe, mais conservation de toutes les pluies les plus fortes intégralement (hauteur, durée, structure, contexte) ;

- restreindre l'utilisation de la méthode à des pré-études ou à des études dans lesquelles le système d'assainissement n'inclut pas d'ouvrages de régulation induisant des temps de ressuyage des réseaux importants ; il est en effet difficile de s'assurer que l'on prend en compte correctement le temps de vidange des bassins avec la méthode de dimensionnement utilisant les classes de pluie ; si ce n'est pas le cas, les risques de sous-évaluation de volumes à stocker sont importants ;

- préférer l'agrégation par des méthodes statistiques à l'approche manuelle [5] pour la constitution des différentes classes ; le critère d'agglomération de Ward (utilisé pour l'année synthétique et pour les classes de pluies dans l'étude [5]) semble donner des résultats satisfaisants ;

- prendre en compte autant que possible l'intensité maximale en privilégiant des méthodes (hauteur, intensité) ou (hauteur, durée, intensité).

4.7. Comparaison entre chroniques de pluies réelles et pluies de projet

L'étude [4] utilise des pluies de projet issues des statistiques de la station de Paris-Montsouris. Leur durée est de deux heures. La forme retenue est le simple triangle. La comparaison avec une chronique de pluies réelles ne peut pas être effectuée sur la base de volumes annuels. Elle porte sur la concordance ou non des fréquences associées aux événements pluvieux avec les déversements et le niveau de sollicitation des stockages.

Les résultats obtenus diffèrent suivant les modèles hydrologiques-hydrodynamiques utilisés. L'utilisation de la pluie de projet 6 mois avec le modèle calé (calage du coefficient de ruissellement avec pertes continues) grâce à plusieurs mesures de pluie-débit est sous-dimensionnant (4 900 m^3 contre 6 000 m^3), alors que la réponse du modèle à coefficient de ruissellement constant avec introduction d'une pluie de projet 6 mois est en accord avec les résultats obtenus sur de longues chroniques de pluie et un modèle calé.

En fait, en calant le modèle sur plusieurs pluies à partir d'une campagne de mesure complète et représentative, on intègre la prise en compte de petites pluies. Le coefficient de ruissellement étant d'autant plus important que la pluie est forte, l'intégration de ces petites pluies conduit à minorer ce coefficient lors du calage et explique le sous dimensionnement lorsque l'on passe à la pluie de projet.

L'interprétation des résultats obtenus avec des pluies de projet est nettement plus délicate et hasardeuse que celle des courbes constituées à l'aide de chroniques de pluies.

L'utilisation de pluies de projet doit donc être réservée à des sites simples ou à des premières approximations sur sites complexes. En règle générale, les enjeux financiers relatifs aux investissements justifient le surcoût du passage par une représentation plus complexe de la pluie sur les études préalables.

Conclusion

L'analyse des différentes études présentées a permis de montrer que les méthodes de dimensionnement des bassins de stockage-décantation sont très sensibles aux modes de représentation des pluies et aux simplifications qu'ils induisent. Les différents modes de représentation de la pluie sont aujourd'hui utilisés en routine (hormis les longues chroniques reconstituées) par les bureaux d'étude. Comme le montre le *tableau III*, les méthodes les plus robustes, c'est-à-dire celles utilisant des simulations de nombreux événements pluvieux successifs pour une exploitation statistique des hydrogrammes, nécessitent une expertise pour leur mise en œuvre. Cependant, elles sont chaque jour plus accessibles grâce aux développements des outils informatiques et des logiciels de simulation. Leur mise en œuvre doit être encouragée d'autant que le traitement statistique des données pluviographiques demande également une bonne expertise pour des résultats sujets à caution.

La disponibilité de chroniques de longues durées fiables constitue une contrainte forte valable pour toutes les méthodes. Cependant, cette contrainte pèse plus lourdement sur la méthode de référence dans la mesure où son choix résulte d'une volonté de décrire les phénomènes aussi précisément que possible.

Afin d'affiner ces méthodes, des développements pourraient être apportés en termes de quantification des incertitudes et de détermination des durées de simulation nécessaires.

Enfin, la démarche présentée ici s'est centrée sur les aspects hydrauliques et les dimensionnements présentés ont été réalisés sur la base de simulations de volumes rejetés et non de masses de polluants rejetées au milieu naturel. La variabilité des masses de polluants mobilisées par les événements pluvieux, qui est fonction de leurs caractéristiques, laisse penser que les méthodes présentées ici pourraient être affinées en prenant en compte les masses mobilisées. Cependant, pour mettre en œuvre une telle approche, des compléments de recherche restent nécessaires afin de fiabiliser les outils et les méthodes.

Appréciation	Méthodes	Points forts	Points faibles
****	Chroniques de pluies réelles	- Traitement des données pluviographiques minimisé - Représentation fidèle de la diversité et de la variabilité des précipitations	Modélisation demandant de l'expertise
**	Année réelle la plus proche de l'année moyenne	- Traitement des données pluviographiques minimisé - Réduction des durées de simulation et d'exploitation	Représentativité statistique incertaine
***	Chroniques de pluies longues durées reconstituées	- Régionalisation possible à partir de n pluviographes - Représentation assez fidèle de la diversité et de la variabilité des précipitations	Pour l'instant disponible uniquement en région Ile-de-France Perte d'information par dégradation des données d'origine ? Modélisation demandant de l'expertise
**	Année synthétique	Traitement des données pluviographiques effectué par Météo France Réduction des durées de simulation et d'exploitation	Perte d'information par dégradation des données d'origine Perte de « maîtrise » sur le traitement donc risque de mauvais ajustement sur l'utilisation des données.
*	Classes de pluies	Réduction des durées de simulation et d'exploitation	- Perte d'information par dégradation des données d'origine - Traitement des données pluviographiques demandant de l'expertise - Formes arbitraires et non représentatives des hyétogrammes
0	Pluies de projet	Facile à mettre en œuvre Durée de simulation et d'exploitation minimisée	- Perte d'information importante par dégradation des données d'origine - Méthode inadaptée aux besoins

Tableau III. Comparaison des différentes méthodes de dimensionnement

Bibliographie

[1] "Incidence globale et détaillée des simplifications nécessaires de la méthode des classes de pluie". SAFEGE, mai 2000 pour l'Agence de l'eau Artois Picardie.

[2] "Dimensionnement et évaluation des performances des bassins de stockage-dépollution des rejets urbains de temps de pluie. Analyse des caractéristiques " dimensionnantes " des pluies à l'ide d'un modèle stochastique de pluie". CEREVE, mai 2000, pour l'Agence de l'eau Seine Normandie.

[3] "Traitement des données pluviographiques de la station de Metz". Météo France, août 1994, pour Anjou Recherche.

[4] "Étude de définition des simulations hydrauliques pour la dépollution des rejets urbains de temps de pluie". HYDRATEC, août 1999, pour l'Agence de l'eau Seine Normandie.

[5] "Définition de classes de pluie de référence". Saunier Techna, août 1999, pour l'Agence de l'eau Artois Picardie.

[6] "Sélection nationale de postes pluviographiques". Météo France, 1997, étude Inter-Agences.

[7] CHOCAT B. et al : "Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement". 1997, Éditions *Tec et Doc Lavoisier.*

[8] BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. et al, 2000 : "Mesures en hydrologie urbaine et assainissement". Éditions *Tec et Doc Lavoisier.*

[9] CABANES P. : "Incertitudes associées à l'estimation des rejets de temps de pluie des réseaux d'assainissement unitaires". 2001, thèse INSA Lyon.

[10] "La ville et son assainissement". Ministère de l'Écologie et du Développement durable, 2003, *Éditions du CERTU.*

[11] "Étude de comparaison des résultats des simulations pour différentes données de pluie et différents niveaux de modèles", Anjou-Recherche, Agence de l'eau Seine Normandie, 2003.

Résumé

N. AIRES, M. AHYERRE, M. CHABANEL. Dimensionnement hydraulique d'ouvrages de dépollution : influence des modes de représentation de la pluie

L'objet de cet article est de faire le point sur les différentes représentations de la pluie utilisées en vue du dimensionnement d'ouvrages de dépollution dans le cadre d'une modélisation hydrologique et hydraulique. Dans un premier temps, les méthodes de représentation de la pluie sont décrites : la chronique météorologique complète représentative du site d'étude, les chroniques de pluies réelles, les chroniques reconstituées, les classes de pluie et les pluies de projet. Une description succincte des méthodes de dimensionnement est ensuite réalisée avant une comparaison des résultats de dimensionnement selon la représentation de la pluie utilisée. Cette comparaison est illustrée par les résultats de 5 études commandées par les agences de l'eau. L'analyse des différentes études présentées a permis de montrer que le dimensionnement des ouvrages de stockage-dépollution est très sensible aux modes de représentation de la pluie et aux simplifications qu'ils induisent. Ces différents modes de représentation de la pluie sont aujourd'hui utilisés en routine par les bureaux d'étude. Les méthodes utilisant des simulations de nombreux événements pluvieux successifs sont les plus robustes. Elles sont chaque jour plus accessibles avec le développement des outils informatiques et des logiciels de simulation. Leur mise en œuvre doit donc être encouragée.

Les réseaux au naturel

Issue du travail de la matière par le feu, la fonte ductile est le matériau naturel par excellence.

Une politique patiente de recherche et de développement continue de forger son caractère rustique, sa résistance et sa force.

Durable, elle protège les investissements d'infrastructures.

Rustique, elle limite les blessures faites à l'environnement en autorisant des poses simplifiées.

Matériau noble, entièrement **recyclable et réutilisable** sans perte de performances, la fonte ductile préserve "indéfiniment" les ressources naturelles.

Choisir la fonte ductile, c'est faire un investissement responsable et durable qui protège les ressources et les intérêts des générations futures.

SAINT-GOBAIN PAM

COMMERCIALISE DES SYSTÈMES DE CANALISATIONS EN FONTE DUCTILE POUR L'ADDUCTION D'EAU POTABLE ET L'ASSAINISSEMENT.

100% RECYCLABLE

FONTE DUCTILE DE PAM

Siège social :

SAINT-GOBAIN PAM
91, avenue de la Libération
54076 Nancy Cedex -France

SAINT-GOBAIN
CANALISATION

PUBLICIS-AVANCE - 12/2003

Méthode de dimensionnement et ordres de grandeur des ouvrages de traitement des rejets urbains de temps de pluie

■ J.-L. BERTRAND-KRAJEWSKI[1], G. CHEBBO[2,3]

Mots-Clés : Décantation, dimensionnement, modélisation, ouvrages de traitement, probabilités, rejets urbains de temps de pluie

1. Introduction

Les rejets urbains de temps de pluie (RUTP) des réseaux séparatifs et unitaires contiennent des masses importantes de polluants ayant des impacts négatifs sur les milieux aquatiques. Pour éviter ou au moins réduire ces impacts, les RUTP produits au niveau des déversoirs d'orage en réseaux unitaires ou aux exutoires des réseaux séparatifs pluviaux nécessitent des ouvrages de traitement spécifiques. Les deux principaux types d'ouvrages, mettant en œuvre une décantation naturelle et/ou physico-chimique des particules solides sur lesquelles est fixée une fraction importante des polluants, sont les bassins de retenue-décantation (BRD) et les ouvrages de traitement au fil de l'eau (TFE) avec décantation lamellaire, ou toute combinaison de ces deux types d'ouvrages. C'est la raison pour laquelle les MES (matières en suspension) sont fréquemment utilisées comme indicateur pour dimensionner les ouvrages. Afin de garantir une efficacité d'interception donnée des MES par les ouvrages de traitement, il est nécessaire de tenir compte de la répartition des volumes écoulés et des masses de polluants au cours des événements pluvieux et des années. Ces deux échelles de temps sont reliées aux deux principaux types d'impacts des RUTP : à l'échelle événementielle, les effets de choc prédominent (par exemple chute d'oxygène dissous), aux échelles annuelle et pluriannuelle, les effets cumulatifs sont les plus significatifs (par exemple rejets de nutriments ou de métaux lourds).

Une première approche d'évaluation des ratios de dimensionnement des deux types d'ouvrages précédents, présentés sous forme de capacités spécifiques requises exprimées en m^3/ha actif pour les BRD et en L/s/ha actif pour les TFE, avait été proposée par SAGET (1994). Des données expérimentales de la base de données Qastor avaient été utilisées pour analyser la répartition des masses de polluants au cours des événements pluvieux pour 17 bassins versants. Les résultats de cette analyse avaient permis d'évaluer des ratios de dimensionnement [SAGET et CHEBBO, 1995 ; SAGET *et al.* 1995]. L'approche était apparue prometteuse, mais les variations inter-annuelles à long terme n'avaient pas été prises en compte en raison du manque de longues séries chronologiques de données.

Une deuxième étape avait été effectuée par RUSCASSIER (1996) à partir de données expérimentales de la base Qastor et de résultats de simulations obtenus pour une série chronologique de pluies de 17 années, pour deux bassins versants représentatifs. Les conclusions principales avaient été les suivantes :

- il est nécessaire de prendre en compte la variabilité inter-annuelle dans le dimensionnement des ouvrages,
- il n'existe pas de relation directe entre la période de retour de la hauteur d'eau précipitée et la période de retour de la masse de polluant pour un événement pluvieux donné,
- l'association de BRD et de TFE permet d'optimiser l'interception des polluants [RUSCASSIER *et al.* 1998].

Cependant, afin de réduire la quantité de calculs et de simulations, certaines hypothèses simplificatrices avaient dû être faites et la variabilité de la répartition des masses de polluants durant les événements pluvieux n'avait pas été prise en compte de manière complète.

1. INSA de Lyon Laboratoire URGC, 34 avenue des Arts, 69621 Villeurbanne cedex, France.
2. CEREVE ENPC, 6-8 avenue Blaise Pascal, 77455 Marne-la Vallée cedex 2, France.
3. Faculté de Génie, Université libanaise, route de l'aéroport Beyrouth, Liban.

À la suite de ces travaux, un projet de recherche, financé par l'Agence de l'eau Seine-Normandie, a été réalisé afin d'évaluer les ratios de dimensionnement des BRD et des TFE, et leurs intervalles de confiance, pour des systèmes d'assainissement unitaires et séparatifs, en prenant en compte :

- la variabilité des masses événementielles de polluants,
- la variabilité de la distribution des masses de polluants au cours des événements pluvieux,
- la variabilité inter-annuelle des ratios de dimensionnement due à la variabilité inter-annuelle de la pluviométrie.

Cet article présente successivement :

- un rappel bibliographique,
- la méthodologie, les données et les modèles utilisés,
- les principaux résultats obtenus.

2. Rappels bibliographiques

De nombreuses méthodes de dimensionnement des BRD ont été proposées depuis environ trois décennies. Mais les sources de variabilité mentionnées ci-dessus n'ont pas toujours été prises en compte de façon pertinente. Par exemple, à la fin des années 1970, WHIPPLE (1979) indiquait déjà que l'élimination des polluants particulaires dans des BRD pouvait constituer une solution technique efficace, mais que les données expérimentales étaient insuffisantes pour développer des règles ou des méthodes de dimensionnement appropriées.

Certaines des méthodes proposées négligent les masses ou les concentrations en polluants et considèrent que l'interception des polluants peut être estimée directement à partir de l'interception hydraulique et du temps de séjour dans les BRD (par exemple AKAN, 1992). Les méthodes faisant appel à des concentrations en polluants constantes pour tous les événements pluvieux (par exemple FERRARA et HILDICK-SMITH, 1982 ; GOFORTH *et al.*, 1983 ; ATV, 1992 ; LOGANATHAN *et al.*, 1994) ne peuvent pas décrire la variabilité inter-événementielle importante observée pour les concentrations en MES. Sous certaines conditions, elles peuvent cependant être utilisées pour estimer des valeurs moyennes annuelles. Les méthodes mettant en œuvre des pluies de projet ou des hydrogrammes de projet uniques (par exemple Mc CUEN, 1980 ; GRIFFIN *et al.*, 1980a ; FERRARA et HILDICK-SMITH, 1982 ; AKAN, 1992 ; MAGLIONICO, 1999) ne peuvent pas prendre en compte la variabilité inter-événementielle.

D'autres méthodes prennent en compte indirectement certaines sources de variabilité en établissant des équations explicites de dimensionnement établies à partir des distributions statistiques des événements pluvieux (durée, hauteur précipitée) et des durées de temps sec entre événements (par exemple DI TORO et SMALL, 1979 ; LOGANATHAN *et al.*, 1994), mais négligent la variabilité des masses ou des concentrations en polluants.

Certaines méthodes plus intéressantes, qui tiennent compte de cette variabilité, ont été proposées (par exemple GRIFFIN *et al.*, 1980a ; SEGARRA-GARCIA et LOGANATHAN, 1992 ; MAGLIONICO, 1999), en utilisant la notion de premier flot défini comme " une fraction disproportionnellement élevée de la masse de polluants transportée durant la première partie de l'écoulement ou du déversement " [DI TORO et SMALL, 1979 ; GRIFFIN *et al.*, 1980b]. La conséquence espérée du phénomène de premier flot est que des volumes de retenue réduits seront suffisants pour intercepter une fraction donnée de la masse de polluants. Cependant, dans certaines de ces méthodes, les pollutogrammes utilisés sont irréalistes. Par exemple, DI TORO et SMALL (1979) ont proposé des courbes de concentration (pollutogrammes) de forme exponentielle décroissante. Dans d'autres, la variabilité des masses de polluants n'est pas couplée à la variabilité des événements pluvieux : seules des pluies de projet types sont utilisées (par exemple MAGLIONICO, 1999).

La méthode présentée dans cet article prend en compte la variabilité des concentrations en polluants au cours des événements pluvieux représentée au moyen des courbes $m(v)$, et les variabilités inter-événementielle et inter-annuelle.

3. Méthodologie, données et modèles

L'évaluation des ratios de dimensionnement est effectuée en simulant des événements pluvieux et les masses et pollutogrammes de MES associés, pour un bassin versant unitaire et un bassin versant séparatif, et en tenant compte de la variabilité des événements, des masses de polluants et des pollutogrammes. Une description détaillée de la méthode et des résultats est donnée dans BERTRAND-KRAJEWSKI *et al.* (2000). La méthode, résumée dans cet article, comporte trois étapes principales.

3.1. Étape 1 : choix de deux bassins versants représentatifs

Deux bassins versants représentatifs (Mantes et Maurepas) ont été choisis au sein de la base Qastor. Leurs caractéristiques et les données expérimentales validées disponibles sont résumées dans le *tableau I.*

Nom du bassin versant	Mantes	Maurepas
Type de réseau	Unitaire	Séparatif
Surface (ha)	72	26,7
Surface active *Sa* (ha)	7,6	15
Coefficient d'imperméabilisation (%)	39	60
Temps de concentration (min)	15	30
Pente moyenne (%)	3,2	0,5
Densité de population (hab/ha)	67	100
Débit moyen de temps sec (L/s)	8	10
Lag-time (min)	19	22,5
Nombre d'événements pluvieux mesurés	234	156
Nombre de hyétogrammes mesurés	9	143
Nombre de volumes ruisselés mesurés	25	172
Nombre d'hydrogrammes mesurés	9	171
Nombre de masses de MES mesurées	25	130
Nombre de pollutogrammes de MES mesurés	10	24

Tableau I. Caractéristiques principales et données disponibles pour les deux bassins versants

3.2. Étape 2 : données expérimentales et de simulation utilisées pour les calculs des ratios

L'ensemble des processus des étapes 2 et 3 sont représentés *figure 1*. Ils sont décrits plus en détail dans les paragraphes 3.2 et 3.3.

Une série chronologique pluviométrique de 17 années acquise en Seine-Saint-Denis [ROUX, 1996] a été utilisée pour les simulations. Elle contient 1 362 événements pluvieux de hauteur supérieure à 2 mm, mesurés avec un pas de temps de 5 minutes. Les événements pluvieux sont considérés comme distincts lorsque la durée sans précipitation excède 2 heures.

Le ruissellement et les hydrogrammes pour les deux bassins versants et les 1 362 événements pluvieux ont été simulés au moyen du modèle à réservoir linéaire. Les valeurs calées du lag-time sont indiquées dans le *tableau I*. Le débit de temps sec étant pris en compte dans les calculs, le volume total *V*tot écoulé à l'exutoire des bassins versants n'est pas uniquement corrélé à la hauteur précipitée. Les masses événementielles de MES, notées M_{tot}, ont été simulées avec les modèles de multi-régression empiriques précédemment calés par SAGET (1994) :

pour Mantes : $M_{tot} = 1,4\ Q_{max} + 14\ D_s - 59$ (équation 1)

pour Maurepas :

$M_{tot} = 0,78\ Q_{max} + 76,6\ H + 17,1\ D_r - 123$ (équation 2)

avec M_{tot} masse événementielle de MES (kg), Qmax débit maximum durant l'événement pluvieux (L/s), H hauteur précipitée (mm), D_S durée de l'événement pluvieux (heure), D_r durée du ruissellement (heure).

Comme les masses *M*tot ne sont pas distribuées de manière uniforme durant les événements pluvieux (les concentrations *C*(t) ne sont pas constantes), il est nécessaire de simuler leur répartition pour déterminer les ratios de

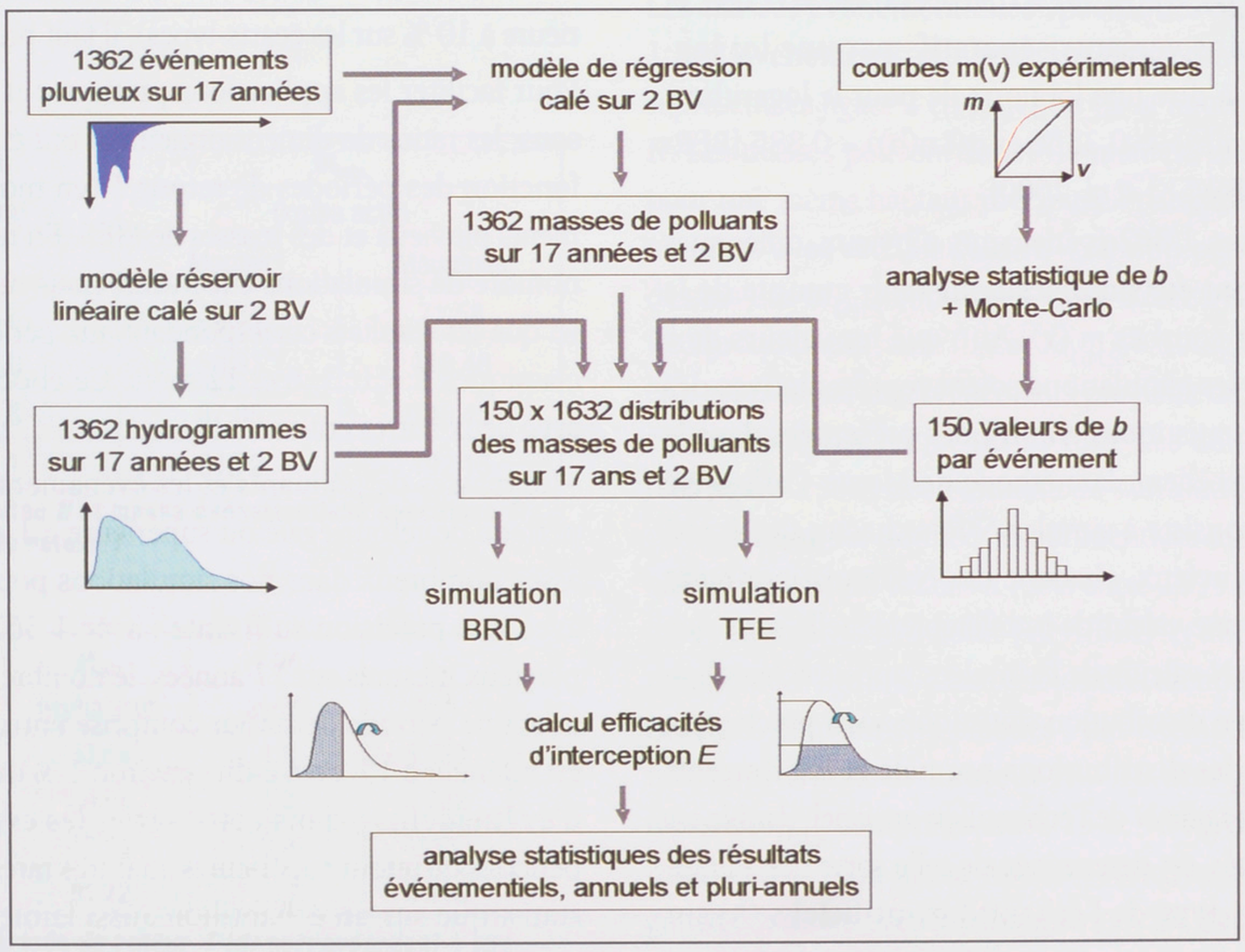


Figure 1. Schéma de l'ensemble des données et des modèles utilisés dans les étapes 2 et 3

dimensionnement. Cependant, les modèles déterministes de calcul des pollutogrammes $C(t)$ étant complexes et pas encore totalement satisfaisants (voir par exemple ASHLEY *et al.* 1999), la répartition des masses a été simulée au moyen des courbes $m\ (v)$ qui ont déjà été décrites en détail par ailleurs [BERTRAND-KRAJEWSKI *et al.* 1997, 1998]. La courbe $m\ (v)$ représente la masse cumulée relative m $(i\Delta t)$ en fonction du volume écoulé cumulé relatif $v\ (i\Delta t)$, avec $i\Delta t$ le i-ème pas de temps de calcul Δt (s). De telles courbes m (v) avaient déjà été utilisées dans le passé en vue du dimensionnement des bassins de retenue, mais uniquement de manière graphique, par GRIFFIN *et al.* (1980a). Cependant, pour une modélisation numérique, et pour faciliter l'analyse statistique de leur variabilité, BERTRAND-KRAJEWSKI *et al.* (1997, 1998) ont montré que les courbes $m\ (v)$ pouvaient être représentées de manière satisfaisante par l'équation suivante :

$$m(i\Delta t) = v(i\Delta t)^b \quad \text{(équation 3)}$$

avec b un coefficient numérique positif. Si $b = 1$, m est directement proportionnelle à v et la concentration $C\ (t)$ est constante durant l'événement pluvieux.

Comme la distribution de la masse de polluant varie d'un événement pluvieux à un autre (les pollutogrammes sont différents d'un événement à l'autre), b varie également et peut ainsi faire l'objet d'une analyse statistique. À partir de comparaisons au moyen du test du χ^2 , nous avons conclu que la distribution statistique empirique de b pour les bassins versants unitaires pouvait être représentée par une loi normale $N\ (\mu,\sigma)$ avec $\mu\ (b) = 0{,}962$ et $\sigma\ (b) = 0{,}186$, et pour les bassins versants séparatifs par une loi log-normale, c'est-à-dire une loi normale pour le logarithme de b avec $\mu\ (\mathrm{Ln}(b)) = -0{,}3366$ et $\sigma(\mathrm{Ln(b)}) = 0{,}385$ [BERTRAND-KRAJEWSKI *et al.* 2000].

Pour chacun des 1 362 événements pluvieux, différentes valeurs de b ont été simulées pour tenir compte de la variabilité des courbes $m\ (v)$. Afin que les valeurs de b utilisées dans les simulations soient représentatives des distributions statistiques empiriques présentées dans le paragraphe précédent, la méthode de Monte-Carlo a été utilisée. Elle consiste à simuler N fois chacun des 1 362 événements pluvieux, chacune des N simulations étant effectuée avec une valeur de b différente de telle sorte que l'ensemble des N valeurs de b simulées, appelé échantillon artificiel, ait une distribution statistique aussi proche que l'on souhaite des distributions normale et log normale empiriques. La taille N de l'échantillon artificiel, *dans le cas d'une loi normale*, est déterminée de telle sorte que le rapport de l'écart-type de l'échantillon artificiel s (b) sur l'écart-type de la population $\sigma\ (b)$ soit compris dans un intervalle $[A, B]$ d'amplitude $(B - A)$ tel que :

$$A \le \frac{s(b)}{\sigma(b)} \le B \quad \text{(équation 4)}$$

En élevant ce rapport au carré, il devient un rapport de variances :

$$A^2 \le \frac{s(b)^2}{V(b)} \le B^2 \quad \text{en notant } \Delta = (B^2 - A^2) \text{ (éq. 5)}$$

Dans ces conditions, pour que le rapport des variances soit compris dans l'intervalle d'amplitude D choisi, il faut, pour un niveau de confiance $(1 - \alpha)$ donné, déterminer par itérations successives une taille d'échantillon N telle que, avec le nombre de degrés de liberté $\nu = N - 1$, on ait des valeurs de la variable χ^2 qui vérifient la relation :

$$\frac{\chi^2_{1-\alpha/2}(\nu)}{\nu} - \frac{\chi^2_{\alpha/2}(\nu)}{\nu} = \Delta \quad \text{(équation 6)}$$

ce qui peut également s'écrire :

$$N = 1 + \frac{\chi^2_{1-\alpha/2}(N-1) - \chi^2_{\alpha/2}(N-1)}{\Delta} \quad \text{(éq. 7)}$$

Les valeurs du χ^2 sont lues dans des tables statistiques ou, le plus souvent, calculées directement car les valeurs élevées de N sont généralement en dehors de la plage des valeurs données par les tables. Dans cette étude, pour garantir des moyennes identiques et un rapport $0{,}9 < s\ (b)/\sigma\ (b) < 1{,}1$ (c'est-à-dire une erreur relative inférieure à 10 % sur les écarts-types), il faut prendre $N = 150$.

Pour faciliter les applications pratiques et les comparaisons, les ratios de dimensionnement ont été présentés en fonction des périodes de retour T (en mois) des événements pluvieux et des masses de MES. En raison du grand nombre de simulations effectuées, nous ne présenterons ici que les résultats correspondant aux périodes de retour classiques $T = 1$, 3, 6 et 12 mois. Ce choix est cohérent avec deux autres critères :

- les masses de polluants et les événements pluvieux de période de retour égale ou supérieure à 1 an ne sont pas assez nombreux dans nos simulations pour être estimés avec une précision suffisante : avec 1 362 événements pluvieux mesurés sur 17 années, le nombre d'événements avec une période de retour comprise entre 0,7 et 1,3 an est inférieur à 15, c'est-à-dire environ 1 % du nombre total d'événements ; dans cette série, les événements de périodes de retour supérieures sont très rares : une analyse statistique sur un échantillon aussi faible ne serait pas pertinente ;

- généralement, les collectivités n'envisagent pas de traiter les rejets urbains de temps de pluie pour des périodes de retour supérieures à 1 an car les volumes et les débits à traiter seraient tels que les coûts augmenteraient de façon drastique ; pour ces périodes de retour, seuls la régulation hydraulique et le contrôle des inondations sont pris en compte comme objectifs opérationnels.

3.3. Étape 3 : évaluation de l'efficacité d'interception

3.3.1. Valeurs spécifiques

Pour faciliter les comparaisons et l'extrapolation à d'autres bassins versants, les résultats sont exprimés en unités spécifiques par hectare actif (grandeurs notées avec l'indice *s*) : m^3/ha actif pour les volumes *Vs* des BRD, L/s/ha actif pour les débits *Qs* des TFE, et kg/ha actif pour les masses événementielles M_{tots}.

Les hauteurs précipitées et les masses événementielles spécifiques de MES sont indiquées en fonction de leur période de retour dans le *tableau II*. Les périodes de retour des pluies et les périodes de retour des masses événementielles ne sont pas couplées, comme on peut le déduire des équations 1 et 2. Quelques exemples sont donnés dans le *tableau III* : la masse événementielle de période de retour $T(M_{tots})$ = 3 mois n'est pas générée par un événement pluvieux de période de retour $T(H)$ = 3 mois, mais par un événement plus fréquent de période de retour $T(H)$ = 1,3 mois.

T	H	M_{tots}	
(mois)	(mm)	(kg/ha actif)	
		Mantes	Maurepas
1	10,6	33,64	71,58
3	18,0	50,91	118,46
6	22,8	67,85	145,45
12	28,7	81,72	192,15

Tableau II. Hauteur précipitée *H* et masse événementielle spécifique M_{tots} en fonction de la période de retour *T*

$T(M_{tots})$	M_{tots}	$T(H)$	V_{tot}
(mois)	(kg/ha actif)	(mois)	(m^3)
1	33,64	1,8	1 430
3	50,91	1,3	1 762
6	67,85	0,9	822
12	81,72	55,2	4 116

Tableau III. Période de retour *T (H)* correspondant à une période de retour *T* (*M*tots) (Mantes)

Cela est dû au fait que la masse de polluants d'un événement pluvieux n'est pas liée uniquement à la hauteur précipitée de cet événement, mais également à de nombreux autres paramètres, d'importances variables selon les bassins versants et les réseaux, tels que l'intensité des précipitations et sa distribution temporelle (hyétogramme), les événements pluvieux antérieurs, la période de temps sec précédente, l'importance des dépôts dans les collecteurs et leur érosion durant les événements pluvieux, la durée des précipitations et du ruissellement, le temps écoulé depuis le dernier curage du réseau ou le dernier nettoyage des voiries, etc. NIX *et al.* (1988) avaient déjà souligné qu'on ne peut pas soutenir « l'idée selon laquelle la masse de polluants associée à une hauteur précipitée donnée a des caractéristiques de récurrence identiques à celles de la hauteur précipitée. Le fait qu'un grand nombre de variables indépendantes détermine la masse de polluants réelle de chaque événement pluvieux devrait garantir une faible corrélation (entre leurs périodes de retour) ». En conséquence, les modèles simples de flux polluants qui considèrent que les masses de polluants sont directement proportionnelles aux volumes précipité ou ruisselé (par exemple Mc CUEN, 1980) ne sont pas pertinents : ils génèrent des masses de polluants qui possèdent la même période de retour que celle des événements pluvieux qui les ont engendrées, ou génèrent des masses de polluants dont la période de retour augmente systématiquement avec celle des événements pluvieux correspondants.

Les masses événementielles spécifiques M_{tots} pour les 1 362 événements pluvieux simulés pour Mantes sont représentées *figure 2* en fonction de la hauteur précipitée *H*. Les masses peuvent varier de manière très importante pour une même hauteur précipitée : par exemple, les événements avec une hauteur *H* = 20 mm peuvent générer des masses M_{tots} comprises entre 32 et 140 kg/ha actif. Réciproquement, une masse M_{tots} = 60 kg/ha actif peut être générée par des événements pluvieux de hauteur précipitée comprise entre 5 et 35 mm. Les données présentées *figure 2* sont des résultats de simulation. À titre de comparaison, les données expérimentales mesurées sur le bassin versant du Marais à Paris entre 1995 et 1997 pour 68 événements pluvieux [CHEBBO *et al.*, 1999] sont représentées *figure 3*. Des conclusions identiques aux précédentes peuvent être établies : par exemple, des événements pluvieux de hauteur *H* = 10 mm génèrent des masses M_{tots} comprises entre 15 et 40 kg/ha actif ; réciproquement, une masse Mtots = 20 kg/ha actif peut être générée par des événements pluvieux de hauteur *H* comprise entre 1,5 et 14 mm.

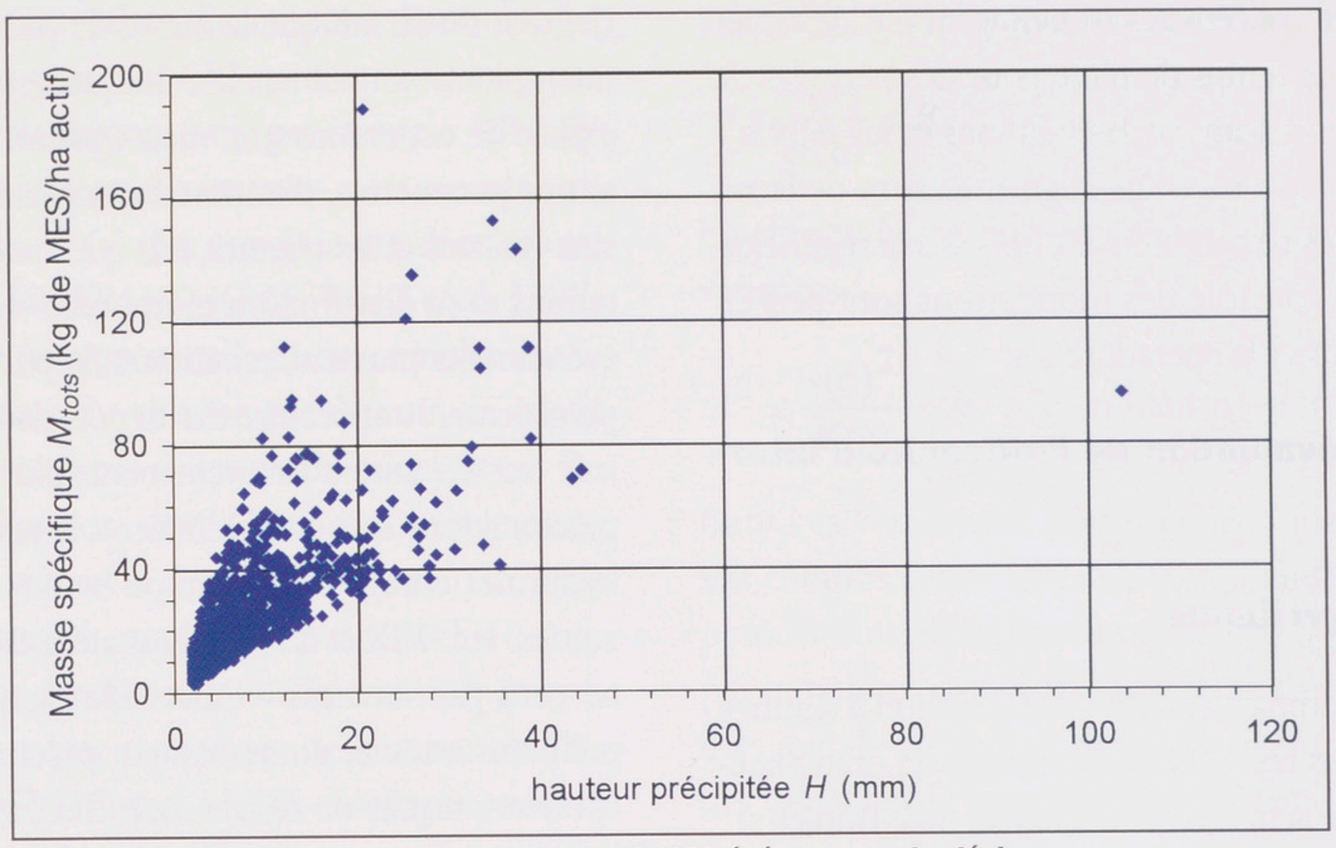


Figure 2. M_{tots} en fonction de H pour Mantes (1 362 événements simulés)

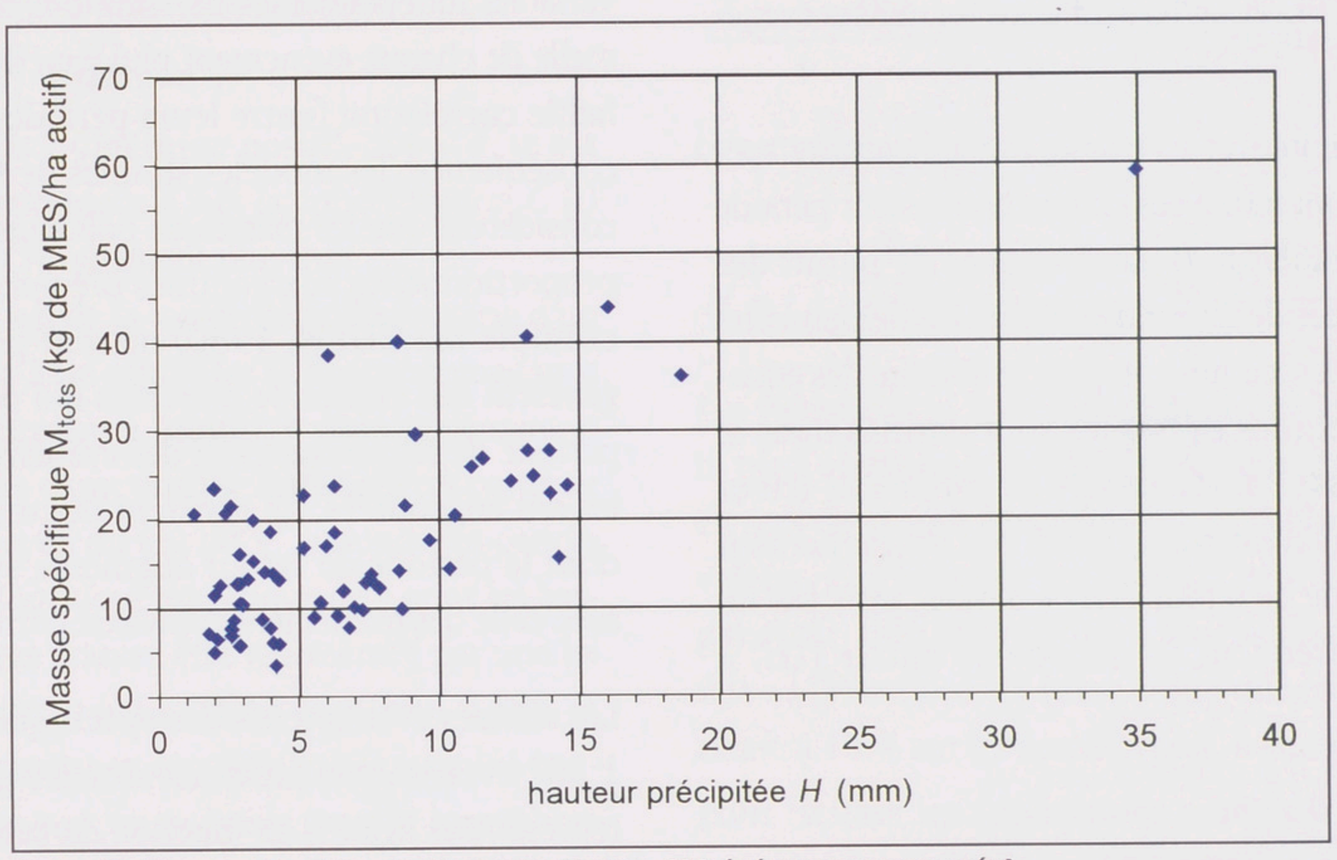


Figure 3. M_{tots} en fonction de H pour Le Marais (68 événements mesurés)

3.3.2. Hypothèses complémentaires

Les ratios de dimensionnement sont évalués pour une efficacité d'interception E de 0 à 100 %, l'efficacité d'interception E étant définie comme le rapport de la masse de polluant $M_{int\ k}$ interceptée par l'ouvrage sur la masse de polluant $M_{tot\ k}$ produite par le bassin versant et le réseau. Pour éviter toute ambiguïté quant à la définition de l'efficacité d'interception, trois définitions complémentaires sont illustrées *figure 4*.

Pour tout événement pluvieux d'indice k, on peut calculer :

- l'efficacité d'interception E_k qui est le rapport de la masse interceptée $M_{int\ k}$ entrant dans l'ouvrage sur la masse totale $M_{tot\ k}$ à l'exutoire du bassin versant et du réseau,

- l'efficacité du traitement dans l'ouvrage R_k qui est le rapport de la masse $M_{t\ k}$ retenue dans l'ouvrage sur la masse $M_{int\ k}$ interceptée par l'ouvrage,

- l'efficacité globale G_k qui est le rapport de la masse $M_{t\ k}$ retenue dans l'ouvrage sur la masse totale $M_{tot\ k}$.

Comme l'efficacité de l'ouvrage de traitement peut varier de manière significative (elle dépend de la technologie utilisée, de la gestion de l'ouvrage, de sa maintenance, des vitesses de chute des polluants particulaires, des processus physiques et chimiques tels que la décantation et la floculation, du temps de séjour, etc.), cette étude ne prend en compte que l'efficacité d'interception E, en sachant bien évidemment que seuls les polluants interceptés pourront ensuite être retenus par l'ouvrage de traitement.

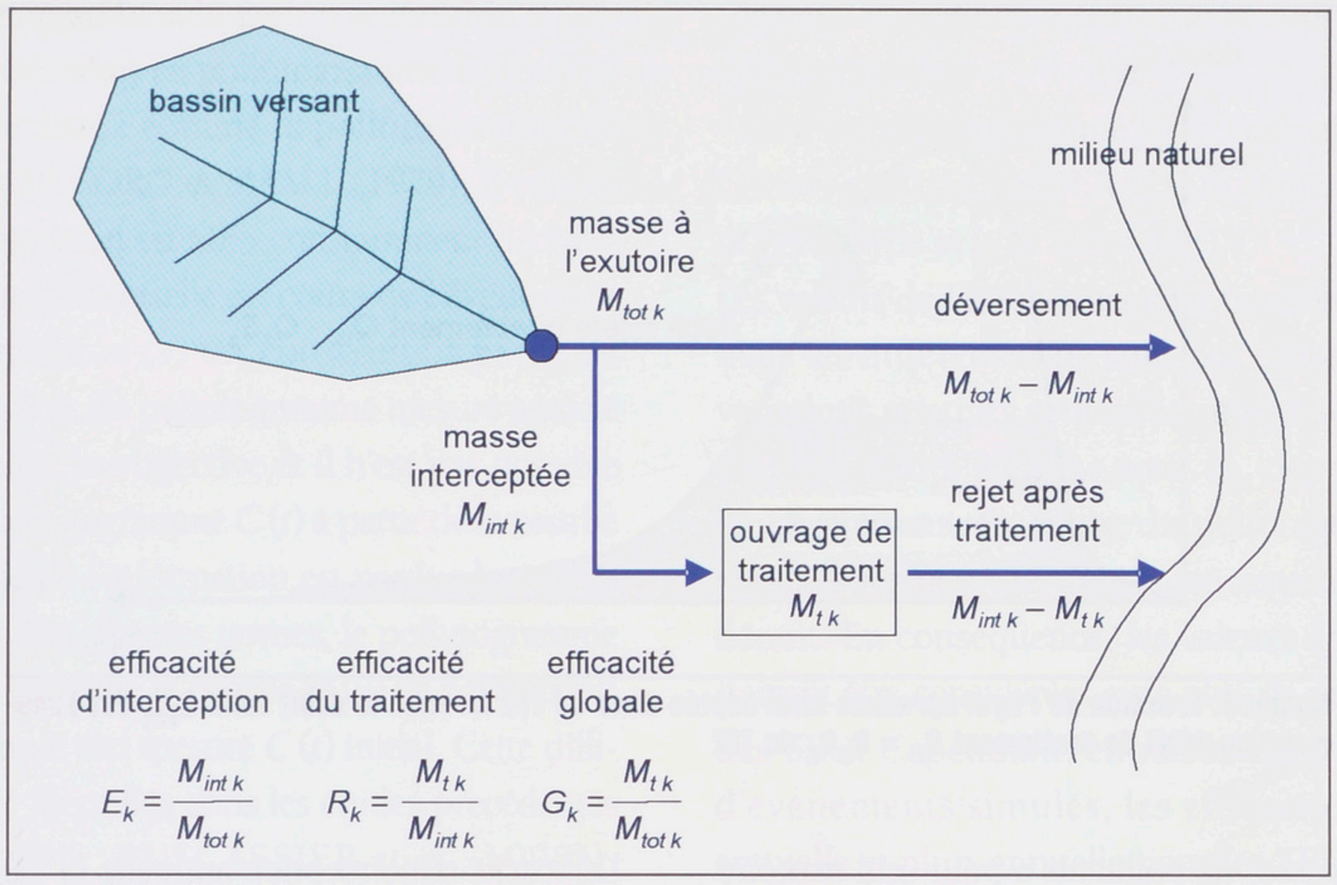


Figure 4. Schéma de fonctionnement d'un ouvrage de traitement à l'aval du bassin versant

3.3.3. Hypothèses relatives aux bassins de retenue-décantation

L'interception de la masse de polluants est réalisée dans un bassin de retenue-décantation caractérisé par son volume $Vr = VsSa$ (m³), avec Vs le volume spécifique (m³/ha actif) et Sa la surface active du bassin versant (ha). On note V_{tot} (m³) le volume total écoulé (ruissellement + débit de temps sec) durant l'événement pluvieux. Le BRD est supposé vide au début de chaque événement pluvieux. L'ensemble des débits et des masses de polluants a pour seul exutoire le BRD ou le rejet direct au milieu naturel (voir *figure 4*). Cette hypothèse est réaliste pour les réseaux séparatifs pluviaux. Pour les réseaux unitaires, elle signifie que la fraction du débit et de la masse de polluants susceptible d'être traitée pendant l'événement sur la station d'épuration située en aval est négligée car sa prise en compte ne peut être effectuée qu'au cas par cas. Pour un volume spécifique donné en réseau unitaire, l'efficacité d'interception calculée dans cette étude constitue donc un minorant de l'efficacité d'interception réelle. L'ensemble des débits et des masses de polluants transite par le BRD jusqu'à son remplissage complet : le rejet direct au milieu naturel n'intervient qu'ensuite si $V_{tot} > V_r$ (*figure 5*).

3.3.4. Hypothèses relatives aux ouvrages de traitement au fil de l'eau

L'interception de la masse de polluants est réalisée dans un ouvrage de traitement au fil de l'eau caractérisé par son débit spécifique Qs exprimé en L/s/ha actif. On note Q_{tot} (L/s) le débit total écoulé (ruissellement + débit de temps sec) durant l'événement pluvieux. Le débit maximal admissible par le TFE est égal à $Q_r = Q_S S_a$ (L/s) : il est constant au cours de l'événement pluvieux. L'ensemble

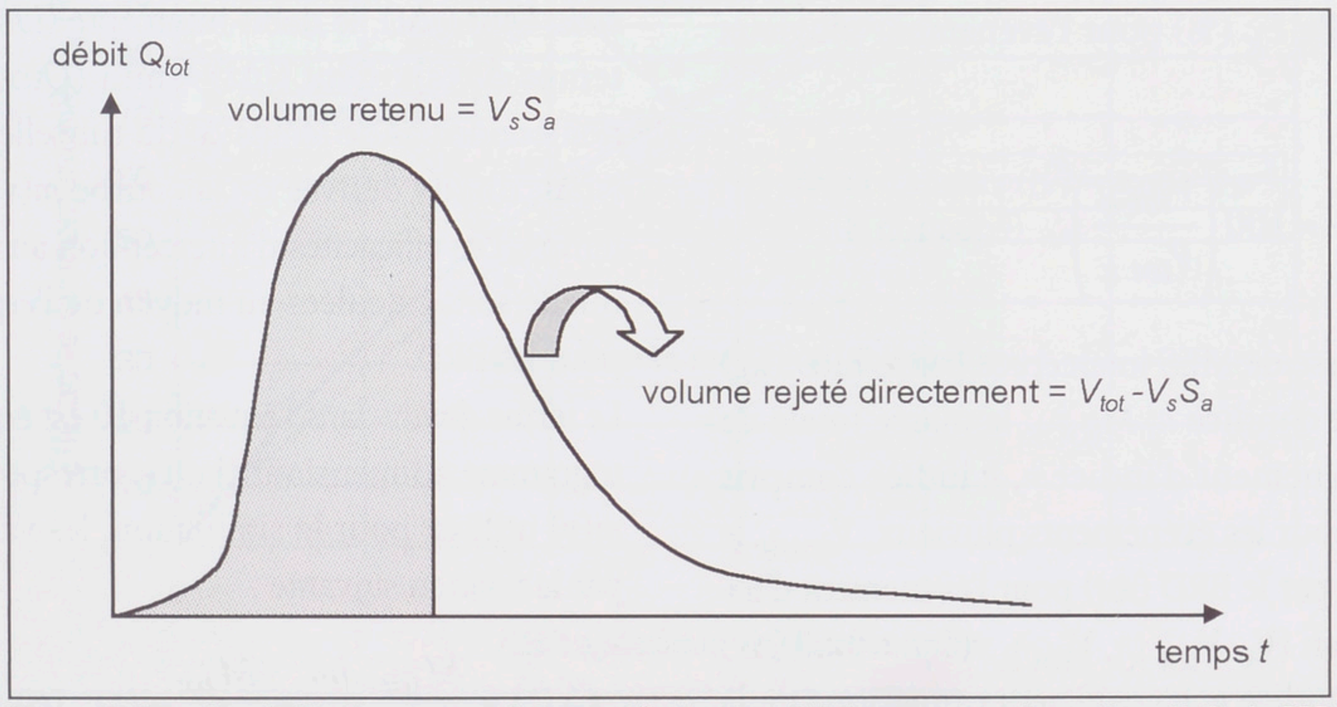


Figure 5. Fraction de l'hydrogramme interceptée dans un BRD lorsque le volume $V_r = V_S S_a$ du BRD est inférieur au volume écoulé total V_{tot}

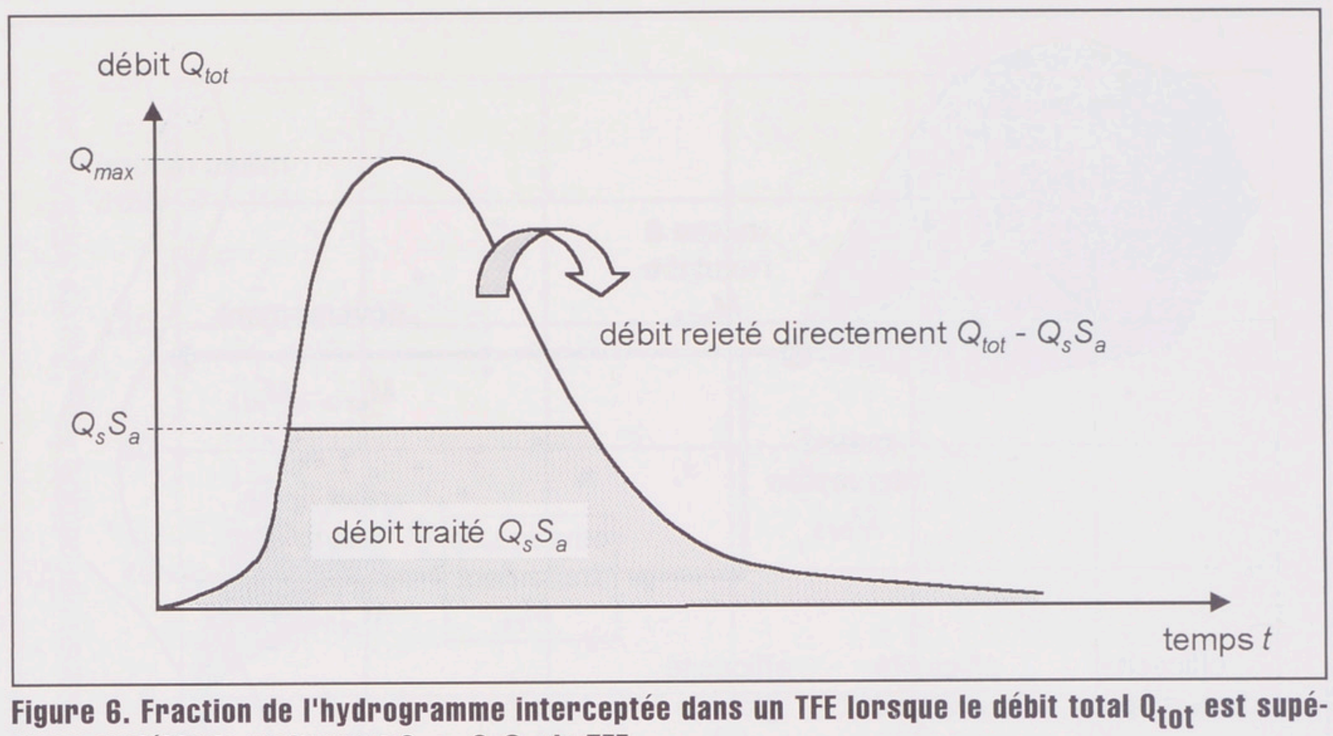


Figure 6. Fraction de l'hydrogramme interceptée dans un TFE lorsque le débit total Q_{tot} est supérieur au débit de traitement $Q_r = Q_sS_a$ du TFE

des débits et des masses de polluants a pour seul exutoire le TFE ou le rejet direct au milieu naturel (voir *figure 4*). Cette hypothèse est réaliste pour les réseaux séparatifs pluviaux. Pour les réseaux unitaires, elle signifie que la fraction du débit et de la masse de polluants susceptible d'être traitée pendant l'événement sur la station d'épuration située en aval est négligée car sa prise en compte ne peut être effectuée qu'au cas par cas. Pour un débit spécifique donné en réseau unitaire, l'efficacité d'interception calculée constitue donc un minorant de l'efficacité d'interception réelle. L'ensemble des débits et des masses de polluants transite par le TFE tant que $Q_{tot} < Q_r$: le rejet direct au milieu naturel n'intervient que pour la fraction du débit Q_{tot} qui excède Q_r (voir *figure 6*).

3.3.5. Calcul de l'efficacité d'interception pour les bassins de retenue-décantation

Avec l'ensemble des hypothèses présentées dans les paragraphes précédents, les efficacités d'interception *E* aux échelles de temps événementielle, annuelle et pluri-annuelle sont calculées comme suit. L'efficacité d'interception événementielle E_K (%) pour l'événement pluvieux d'indice *k* est :

$$E_k = 100\frac{M_{int\,k}}{M_{tot\,k}} = 100\left(\frac{V_{int\,k}}{V_{tot\,k}}\right)^b \quad \text{(équation 8)}$$

avec $M_{int\,k}$ la masse de MES interceptée par le BRD (kg) pour l'événement d'indice *k*, $M_{tot\,k}$ la masse totale de MES (kg) de l'événement d'indice *k*, *k* indice compris entre 1 et 1 362 pour les événements pluvieux, $V_{int\,k}$ le volume intercepté par le BRD (m^3) pour l'événement d'indice k : $V_{int\,k} = \min\{V_r, V_{tot\,k}\}$, $V_{tot\,k}$ volume total (m^3) de l'événement d'indice *k*, *b* coefficient numérique de la courbe *m* (*v*) associée à l'événement d'indice *k*.

L'efficacité d'interception annuelle *E*l (%) pour les *k*(l) événements pluvieux observés pendant l'année d'indice *l* = 1 à 17 est :

$$E_l = 100\frac{\sum_{k\in k(l)} M_{int\,k}}{\sum_{k\in k(l)} M_{tot\,k}} \quad \text{(équation 9)}$$

L'efficacité d'interception pluri-annuelle E (%) pour les 1 362 événements pluvieux observés pendant la période de 17 ans est également donnée par l'équation 5, mais avec l'indice *k* variant de 1 à 1 362.

3.3.6. Calcul de l'efficacité d'interception pour les traitements au fil de l'eau

Avec l'ensemble des hypothèses présentées dans les paragraphes précédents, l'efficacité d'interception événementielle *E*k (%) pour l'événement pluvieux d'indice *k* est :

$$E_k = 100\frac{M_{int\,k}}{M_{tot\,k}} = \frac{100\,\Delta t}{V_{tot\,k}}\left(\sum_{j=1}^{N_r} Q_{int}(j\Delta t)\frac{dm(j\Delta t)}{dv}\right) \quad \text{(éq. 10)}$$

avec *Q*int (*j*Δ*t*), le débit intercepté (*L*/s) au j-ème pas de temps Δ_t (s) : Qint (*j*Δ*t*) = min {*Q*tot (*j*Δ*t*), *Q*s*S*a}, *N*r nombre de pas de temps Δ_t du ruissellement tel que $D_r = N_r\Delta t$, dm/dv dérivée de la courbe *m*(*v*) au ***j***-ème pas de temps. Les efficacités d'interception annuelle et pluri-annuelle sont calculées au moyen de l'équation 9, comme pour les BRD.

Le terme *dm/dv* dans l'équation 10 est équivalent au pollutogramme adimensionnel c(*t*) correspondant à la courbe *m*(*v*) utilisée pour la simulation, les variables étant liées par la relation suivante :

$$C_1(t) = \frac{M_{tot}}{V_{tot}}\frac{dm}{dv} = \frac{M_{tot}}{V_{tot}}c(t) \quad \text{(équation 11)}$$

avec $C1(t)$ le pollutogramme (en kg/m^3) reconstruit à partir de la courbe $m(v)$. Mais ce pollutogramme $C_1(t)$ n'est absolument pas réaliste : comme le pollutogramme de projet proposé par DI TORO et SMALL (1979), il correspond à une concentration en MES constamment décroissante de manière exponentielle au cours de l'événement pluvieux. Si la courbe $m\ (v)$ est construite à partir de l'hydrogramme $Q\ (t)$ et du pollutogramme mesuré associé $C\ (t)$, l'opération n'est pas bijective et il n'est pas possible de reconstruire le pollutogramme $C\ (t)$ à partir de la courbe $m\ (v)$ car une partie de l'information est perdue lors de la première opération. En d'autres termes, le pollutogramme $C_1(t)$ reconstruit à partir de la courbe $m\ (v)$ ne correspond pas au pollutogramme réel mesuré $C\ (t)$ initial. Cette difficulté n'avait pas été identifiée dans les études précédentes [SAGET et al., 1995 ; RUSCASSIER *et al.*, 1998)]. Cependant, une analyse complémentaire avec diverses formes des pollutogrammes $C\ (t)$ a montré que l'efficacité d'interception événementielle Ek n'était pas très sensible à la forme du pollutogramme $C\ (t)$: des pollutogrammes d'allures très différentes ont conduit à des valeurs de E_k assez similaires, avec des variations relatives comprises entre -15 % et +43 % et dont les valeurs moyennes variaient de -7 % à +7 % [BERTRAND-KRAJEWSKI et al., 2000]. Ceci est illustré *figure 7* pour le cas d'un événement pluvieux donné à titre d'exemple.

E_k a été calculée pour quatre hypothèses différentes :

- avec le pollutogramme réel mesuré $C\ (t)$,
- avec un pollutogramme $C_1\ (t)$ exponentiel constamment décroissant reconstruit à partir de la courbe expérimentale $m\ (v) = v^b$,
- avec un pollutogramme $C_1\ (t)$ constant dont la concentration a été établie à partir de la courbe expérimentale $m\ (v)$ en prenant b = 1,
- avec un pollutogramme $C_1\ (t)$ calculé comme SAGET (1994) et RUSCASSIER (1996) à partir d'une courbe m (v) de type $m\ (v) = a1v + a2v^2$.

Les valeurs de Ek obtenues sont naturellement différentes, mais les différences ne sont pas critiques. De plus, les variations relatives sont inférieures à ± 15 % lorsque Qs est supérieur à 2 L/s/ha actif. E_k dépend davantage de l'hydrogramme $Q\ (t)$ que du pollutogramme $C_1\ (t)$. En d'autres termes, l'hydraulique reste le facteur prépondérant. En conséquence, les valeurs de E_k pour les TFE doivent être considérées avec plus de prudence que celles des BRD. Cependant, en raison du très grand nombre d'événements simulés, les efficacités d'interception annuelle et pluri-annuelle pour les TFE apparaissent peu sensibles à la forme des pollutogrammes (qui ne représente pas le facteur majeur de variabilité) et les résultats obtenus peuvent être considérés avec le même niveau de confiance que ceux des BRD.

4. Résultats pour les bassins de retenue - décantation

Le nombre de simulations effectuées étant très élevé, il n'est pas possible de fournir l'intégralité des résultats dans cet article. Seuls des graphiques d'exemples et des tableaux de synthèse sont présentés ci-dessous, avec les principaux résultats obtenus pour deux critères considérés comme des indicateurs représentatifs : le volume spécifique Vs (80) requis pour atteindre une efficacité d'interception de 80 % et l'efficacité d'interception E (100) obtenue pour un volume spécifique Vs de 100 m^3/ha actif.

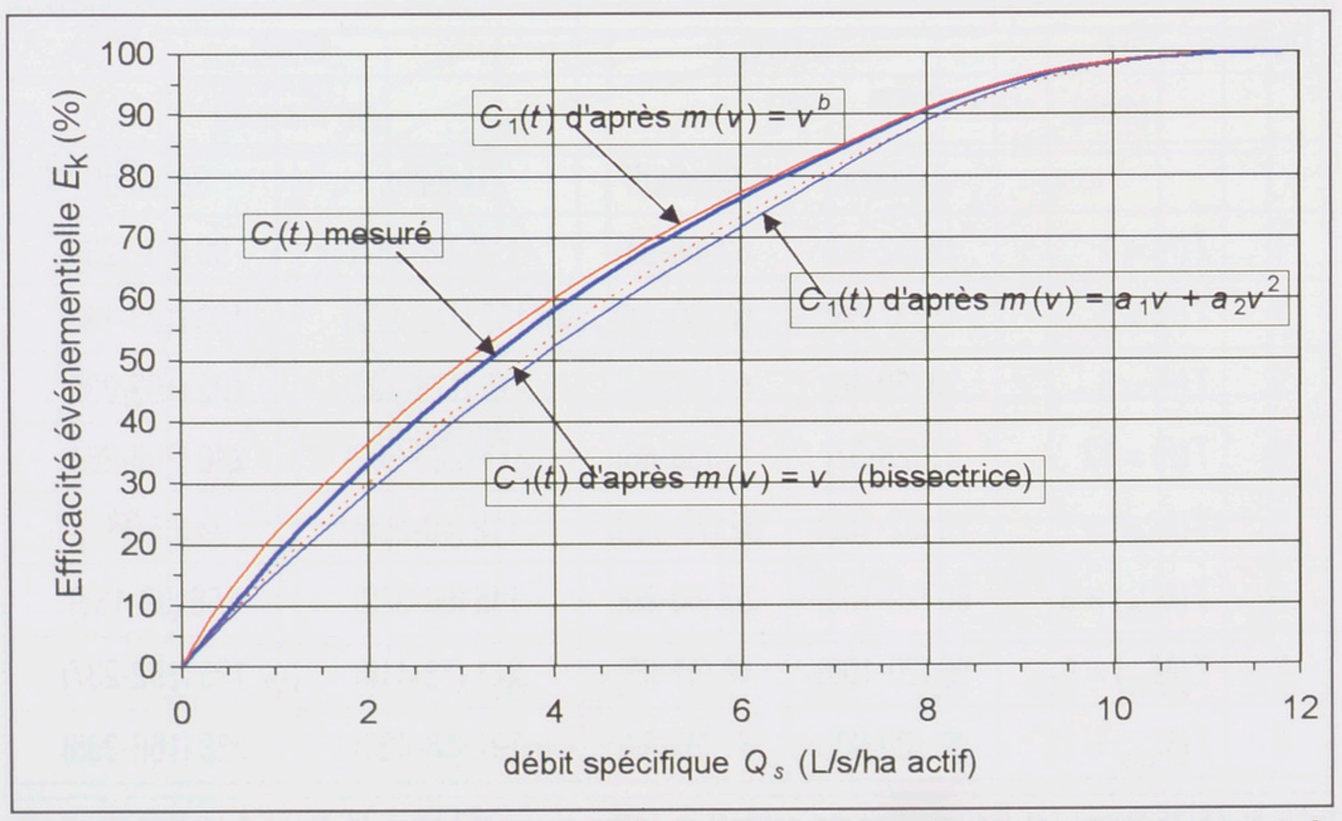


Figure 7. Efficacité d'interception événementielle E_k en fonction de la forme du pollutogramme et du type de courbe $m(v)$ correspondante utilisée pour les simulations (exemple pour un événement)

4.1. Efficacité événementielle

Les résultats sont illustrés sur la *figure 8* qui donne *E*k en fonction de *T* (M_{tots}). Si V_S = 100 m³/ha actif, les efficacités d'interception événementielles moyennes pour *T* (M_{tots}) égale à 1, 3, 6 et 12 mois sont respectivement de 75, 66, 50 et 51 %. Certaines courbes se croisent sur le graphique : cela est dû au fait que *T* (M_{tots}) n'est pas uniquement liée à la hauteur précipitée. Réciproquement, pour atteindre une valeur moyenne *E*k = 80 %, les volumes V_S requis pour *T* (*M*tots) égale à 1, 3, 6 et 12 mois sont respectivement égaux à 112, 145, 211 et 191 m³/ha actif. Les volumes spécifiques V_S(80) n'augmentent pas systématiquement avec *T* (M_{tots}) car *V*tots et *M*tots ne sont pas couplés.

Le *tableau IV* fournit une synthèse des résultats pour les efficacités d'interception événementielles. On observe une très forte variabilité d'un événement à un autre, comme l'indique la largeur importante des intervalles de variation. Les intervalles de variation du *tableau IV* ont été calculés comme suit : pour une valeur donnée de *T* (*H*), on a pris en compte tous les événements pluvieux avec des valeurs de *H* comprises entre 90 % et 110 % de la hauteur précipitée correspondant à *T* (H). Cela permet d'éviter une trop forte dépendance des conclusions vis-à-vis d'un événement pluvieux particulier. Par exemple, pour un événement avec *T* (H) = 1 mois, *E*k(100) varie de 52 à 90 %. Cette variabilité est due au fait qu'il existe plusieurs événements ayant la même valeur de *T* (H) mais des durées et des hyétogrammes différents conduisant à des valeurs différentes de *M*tots (conformément aux équations 1 et 2) et, par conséquent, à des valeurs différentes de *E*k. Ainsi, 72 événements pluvieux sont pris en compte pour *T* (H) ≈ 1 mois,

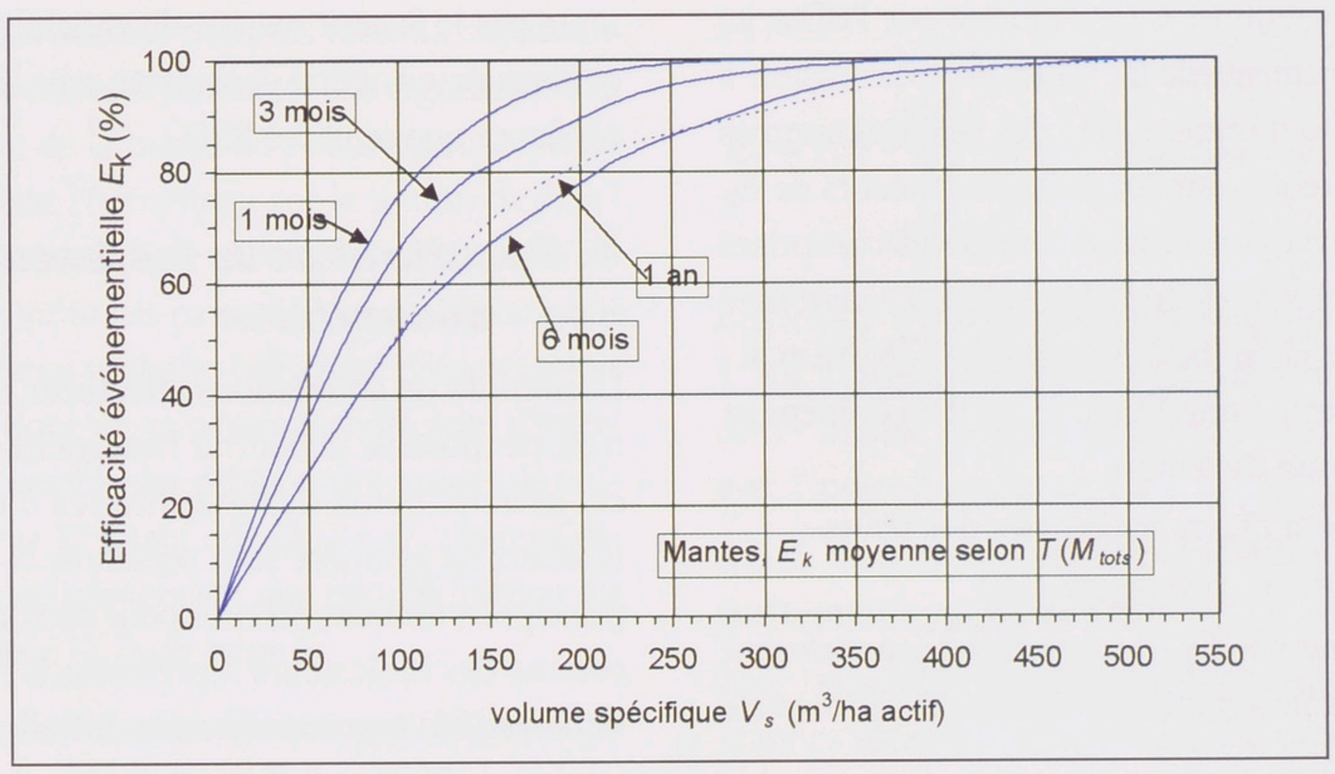


Figure 8. Efficacité d'interception événementielle moyenne *E*k en fonction du volume spécifique *V*s, pour quatre périodes de retour différentes de M_{tots}, Mantes

Ligne	*T*	*E*k(100)		*V*s(80)	
	(mois)	(%)		(m³/ha actif)	
		Unitaire	Séparatif	Unitaire	Séparatif
1	*T* (*H*) = 1	72 (52-90)	82 (66-94)	112 (88-157)	98 (80-128)
2	*T* (*H*) = 3	45 (37-56)	56 (50–65)	183 (145-222)	160 (133-184)
3	*T* (*H*) = 6	38 (28-46)	49 (41–54)	216 (178-292)	192 (165-238)
4	*T* (*H*) = 12	31 (28-37)	41 (38-46)	271 (223-302)	240 (208-264)
5	*T* (M_{tots}) = 1	75 (32-100)	82 (70-100)	112 (40-260)	96 (65-117)
6	*T* (M_{tots}) = 3	66 (22-100)	57 (50-80)	145 (56-323)	156 (99-185)
7	*T* (M_{tots}) = 6	50 (20-100)	48 (41-55)	211 (73-418)	195 (162-237)
8	*T* (M_{tots}) = 12	51 (20-90)	41 (35-54)	191 (88-430)	238 (166-295)

Tableau IV. Valeurs (et intervalles de variation entre parenthèses) de *E*k en fonction de *T* (*H*) (lignes 1 à 4) et de *T* (M_{tots}) (lignes 5 à 8) pour les BRD

avec des valeurs réelles de $T(H)$ comprises entre 0,9 et 1,2 mois, et des hauteurs précipitées de 9,5 à 11,7 mm (c'est-à-dire ± 10 % de la valeur exacte de H pour $T(H) = 1$ mois). Les intervalles de variation ont été calculés de la même manière pour $T(M_{tots})$: 98 événements pluvieux ont été utilisés pour $T(M_{tots}) \approx 1$ mois, avec des valeurs réelles de $T(M_{tots})$ de 0,8 à 1,3 mois, et des masses spécifiques de MES de 30,3 à 37,0 kg/ha actif (c'est-à-dire ± 10 % de la valeur exacte de Mtots pour T (Mtots) = 1 mois). Cette tolérance de ± 10 % autour des valeurs exactes de H ou Mtots a été choisie pour prendre en compte les incertitudes qui affectent leur détermination. En conséquence, dimensionner un BRD pour un événement particulier apparaît très difficile, fût-il une pluie de projet dite représentative, et l'efficacité d'interception des ouvrages réels variera de manière très significative d'un événement à l'autre. On note également que les ratios de dimensionnement ne sont pas significativement différents pour les bassins versants unitaires et séparatifs.

4.2. Efficacité annuelle

Comme indiqué *figure 9*, les efficacités d'interception annuelles El sont moins variables que les efficacités d'interception événementielles Ek. Les cinq courbes présentées *figure 9* sont établies à partir de 2 250 (17 années x N = 150) courbes annuelles obtenues par simulations avec la méthode de Monte-Carlo. Les valeurs minimum, moyenne et maximum de El(100) sont respectivement égales à 72, 81 et 91 %. El(100) a une probabilité de 95 % d'être comprise entre 73 et 90 %. Réciproquement, les valeurs minimales, moyennes et maximales de Vs(80) sont respectivement de 68, 95 et 137 m³/ha actif. Vs(80) a une probabilité de 95 % d'être compris entre 75 et 125 m³/ha actif. Ces ordres de grandeur sont significativement différents des ratios de dimensionnement annuels pour les bassins d'orage calculés selon les recommandations techniques allemandes ATV A-128 (ATV 1992), qui varient de 20 à 50 m³/ha actif. Mais ces valeurs allemandes sont fondées sur des hypothèses différentes :

- concentrations en DCO supposées constantes pour le ruissellement et les eaux usées,
- seule la fraction du débit excédant approximativement trois fois le débit de temps sec (débit supposé traité par la station d'épuration en aval) est stockée dans le bassin d'orage,
- le dimensionnement est fondé sur l'hypothèse que le stockage des rejets en réseaux unitaires doit être conçu de telle sorte qu'il limite les flux polluants rejetés vers le milieu naturel (par les déversoirs et les stations) à une valeur équivalente à celle des réseaux séparatifs pluviaux pour lesquels la concentration moyenne en DCO est supposée constante et égale à 107 mg/l. Par conséquent, une comparaison directe des ratios de dimensionnement n'est pas pertinente.

Les règles de dimensionnement Fndae (1988) sont semblables aux prescriptions allemandes et conduisent donc à des résultats identiques.

La ligne 1 du *tableau V* donne des valeurs synthétiques des résultats obtenus pour les deux indicateurs. La différence entre réseaux unitaires et séparatifs apparaît faible (ce résultat est une conséquence directe des distributions statistiques des valeurs de b pour les deux types de réseaux), mais l'efficacité d'interception annuelle varie largement d'une année à une autre. Cette variabilité doit être prise en

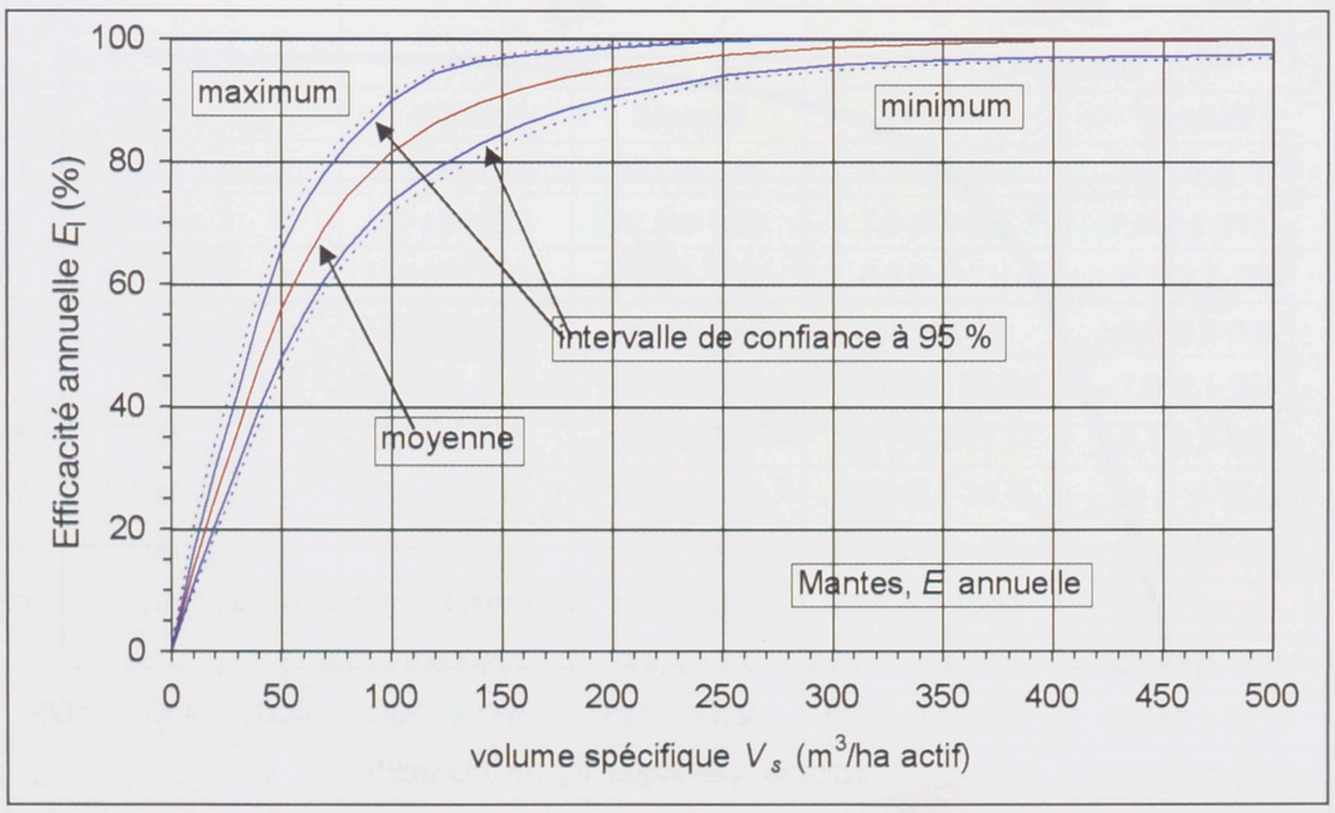


Figure 9. Courbes des efficacités d'interception annuelles minimales, moyennes et maximales et intervalles de confiance à 95 %, années 1976 à 1992, Mantes, pour les BRD

Ligne	Efficacité d'interception	*E*I (100)		*V*s *(80)*	
		(%)		*(m^3/ha actif)*	
		unitaire	séparatif	unitaire	*séparatif*
1	Annuelle *E*I	81 (73-90)	84 (74-92)	95 (75-125)	*85 (60-127)*
2	*Pluri-annuelle* E	*81 (80-82)*	*83 (77-86)*	*98 (95-100)*	*91 (75-112)*

Tableau V. Valeurs moyennes (et intervalles de confiance à 95 % entre parenthèses) des efficacités d'interception annuelle et pluri-annuelle pour les BRD

compte non seulement dans le dimensionnement des ouvrages, mais aussi dans l'évaluation de leur performance au moyen de l'auto-surveillance ou de campagnes de mesure spécifiques qui devra être envisagée sur le long terme et non pas sur la base de quelques événements pluvieux uniquement dont la représentativité n'est jamais satisfaisante (voir à ce sujet par exemple BERTRAND-KRAJEWSKI *et al.* 2002).

L'importance de la variabilité inter-annuelle a déjà été soulignée par d'autres auteurs. Par exemple, LINDHOLM et AABY (1999) indiquent que les volumes déversés par un déversoir à Oslo, Norvège variaient de 579 m^3/ha pour l'année 1976 à 2 838 m^3/ha pour l'année 1985 : «cela révèle que sur une durée de seulement 19 années de pluie, les écarts entre les volumes déversés sont dans un rapport de 1 à presque 5 entre l'année la plus sèche et l'année la plus humide ». HARREMOËS (1988) indique des variations encore plus importantes des masses annuelles de phosphore calculées avec le modèle Mouse pour 33 années entre 1936 et 1979, avec un rapport de 1 à 7 entre la plus faible et la plus forte des masses annuelles. La conclusion majeure à tirer de ces données est que les approches de dimensionnement fondées sur des simulations pour une seule année "type" ou "standard" peuvent conduire à des résultats biaisés et à une trop grande confiance dans les résultats.

4.3. Efficacité pluri-annuelle

Les simulations fournissent N = 150 courbes d'efficacité d'interception pluri-annuelle E pour la totalité de la période 1976-1992, comme indiqué *figure 10*. Ces 150 courbes sont très proches les unes des autres. Sur le long terme, les ratios de dimensionnement sont quasiment stables, avec des intervalles de confiance très étroits. On trouve $Vs(80)$ = 98 m^3/ha actif et réciproquement, E (100) = 82 %. Des résultats synthétiques sont fournis en ligne 2 du *tableau V*. Les valeurs moyennes sont quasiment identiques pour les réseaux unitaires et séparatifs, mais les intervalles de confiance sont plus larges pour les réseaux séparatifs. C'est là une conséquence directe du fait que la distribution des valeurs de b est plus étendue pour les réseaux séparatifs que pour les réseaux unitaires.

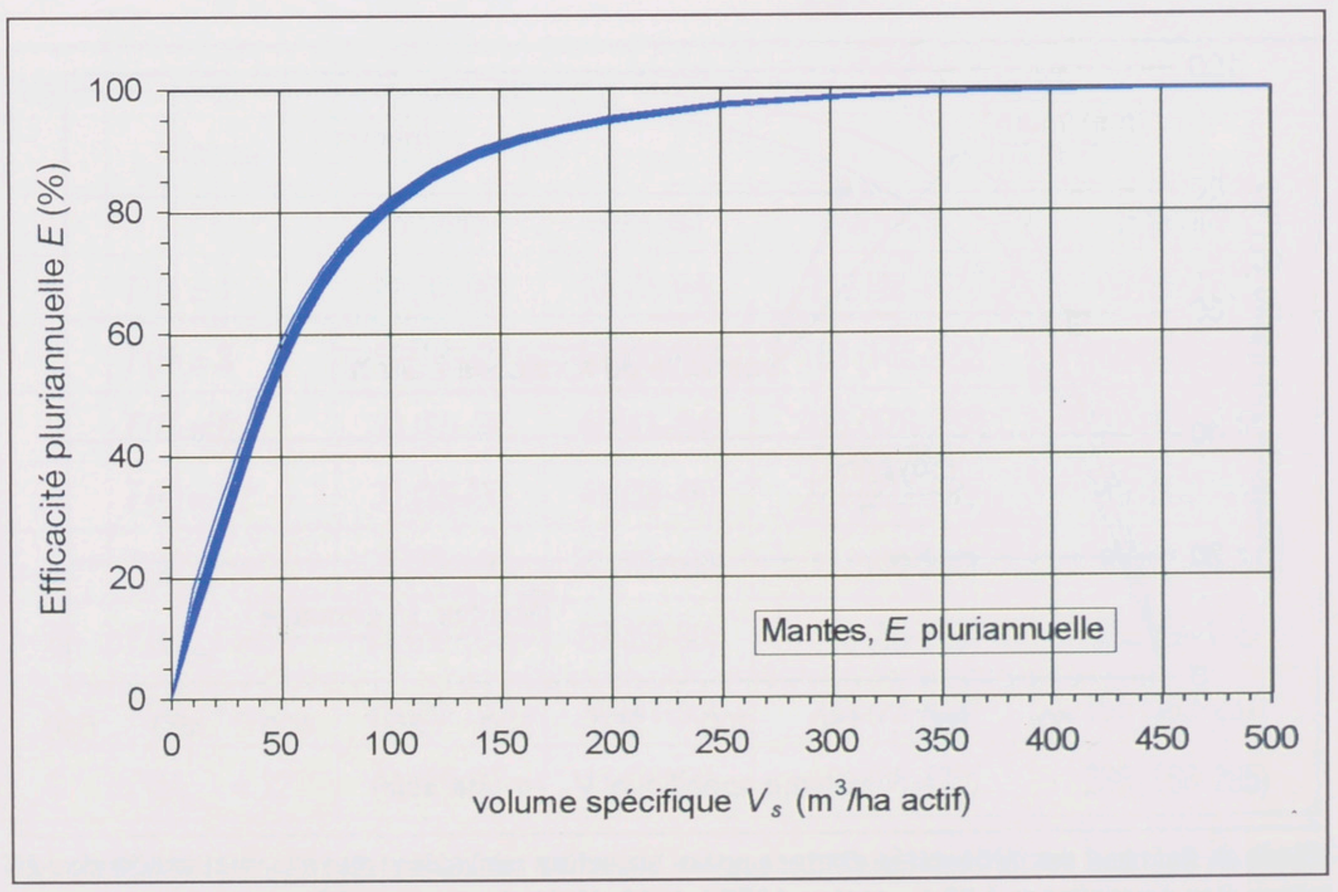


Figure 10. Efficacité d'interception pluriannuelle *E* pour 17 années, Mantes, pour les BRD

5. Résultats pour les traitements au fil de l'eau

Comme pour les BRD au chapitre précédent, seuls des graphiques d'exemples et des tableaux de synthèse sont présentés ci-dessous, avec les principaux résultats obtenus pour deux critères considérés comme des indicateurs représentatifs : le débit spécifique $Q_s(80)$ requis pour atteindre une efficacité d'interception de 80 % et l'efficacité d'interception $E(8)$ obtenue pour un débit spécifique Q_s de 8 L/s/ha actif.

5.1. Efficacité événementielle

Les périodes de retour des hauteurs précipitées et des masses événementielles spécifiques n'étant pas couplées avec le débit spécifique Q_s, les résultats pour les TFE apparaissent nettement plus variables que dans le cas des BRD. Ceci est illustré sur la *figure 11* qui montre l'efficacité d'interception événementielle E_k pour 72 événements pluvieux avec T (H) ≈ 1 mois (selon l'événement, la valeur réelle de T (H) varie entre 0,9 et 1,2 mois) : $Q_s(80)$ varie de 2 à 31,5 L/s/ha actif, avec une valeur moyenne de 6,2 L/s/ha actif. Une analyse complémentaire a été conduite, fondée sur la période de retour du débit moyen événementiel $Q_{ms} = V_{tots}/D_r$, car cette grandeur est davantage reliée au débit de dimensionnement des TFE. Les résultats sont indiqués dans le *tableau VI*. Comme le débit de ruissellement est indépendant du type de réseau (unitaire ou séparatif), les ratios de dimensionnement sont similaires dans les deux cas. Cependant, leurs intervalles de variation sont très larges.

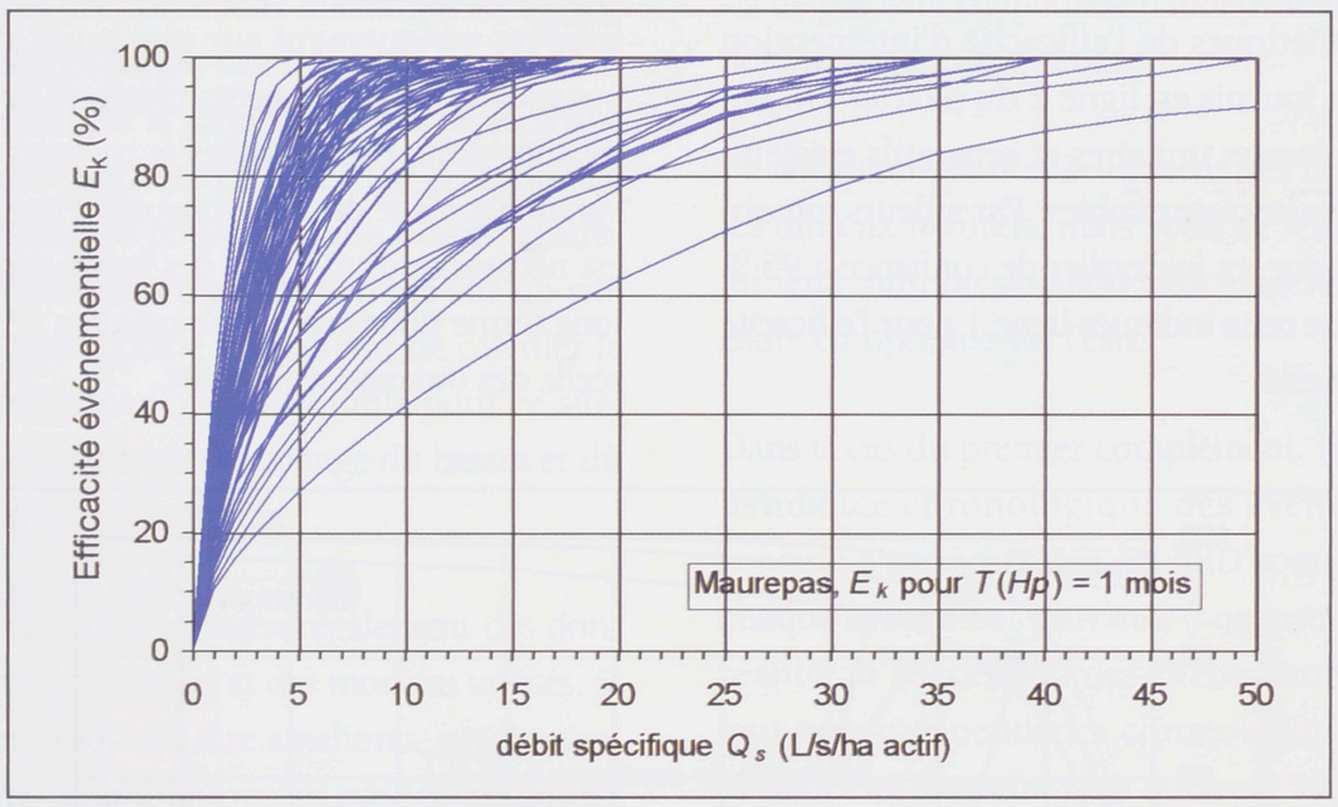


Figure 11. Efficacité d'interception événementielle *E*k pour 72 événements pluvieux avec T (H) ≈ 1 mois, Maurepas, pour les TFE

Ligne	T	$E_k(8)$		$Q_s(80)$	
	(Mois)	(%)		(L/s/ha actif)	
		Unitaire	Séparatif	Unitaire	Séparatif
1	$T(H) = 1$	85 (38-100)	86 (36-100)	6,5 (2,5-31)	6,2 (2-31,5)
2	$T(H) = 3$	81 (49-100)	82 (49-100)	7,8 (3,9-21)	7,5 (4,2-21,5)
3	$T(H) = 6$	78 (22-100)	79 (21-100)	8,6 (2,5-71)	8,3 (2,2-73)
4	$T(H) = 12$	75 (23-100)	76 (24-100)	10 (4-60)	9,8 (3,6-58)
5	$T(M_{tots}) = 1$	83 (56-100)	83 (41-100)	7,0 (2,1-15,6)	7,0 (2,1-30)
6	$T(M_{tots}) = 3$	71 (45-100)	80 (44-99)	11,1 (2,1-21,5)	8,1 (3,5-30)
7	$T(M_{tots}) = 6$	60 (30-100)	80 (47-100)	18,0 (2,5-30,4)	8,1 (2,3-18,5)
8	$T(M_{tots}) = 12$	57 (33,5-99)	56 (21-90)	21,2 (3,5-36)	23,8 (6,2-73)
9	$T(Q_{ms}) = 1$	82 (53-100)	83 (55-100)	7,5 (4.5-22,5)	7,0 (3,9-21,0)
10	$T(Q_{ms}) = 3$	70 (51-89)	73 (51-93)	10,9 (6,5-20,4)	10,0 (6,0-19,9)
11	$T(Q_{ms}) = 6$	52 (38-74)	55 (36-85)	18,6 (9,0-31,5)	17,3 (7,0-32,1)
12	$T(Q_{ms}) = 12$	47 (36-61)	46 (32-66)	22,7 (12,2-31,2)	24,0 (11,2-37,0)

Tableau VI. Valeurs (et intervalles de confiance entre parenthèses) de *E*k en fonction de $T(H)$ (lignes 1 à 4), de $T(M_{tots})$ (lignes 5 à 8) et de $T(Q_{ms})$ (lignes 9 à 12) pour les TFE

5.2. Efficacités annuelle et pluriannuelle

Comme pour les BRD, l'efficacité d'interception annuelle *E*l est moins variable que l'efficacité d'interception événementielle *E*k. Les cinq courbes présentées *figure 12* sont établies à partir de 2 250 (17 années x *N* = 150) courbes annuelles obtenues par simulations avec la méthode de Monte-Carlo. Les valeurs minimales, moyennes et maximales de *E*l(8) sont respectivement égales à 79, 87 et 94 %. *E*l(8) a une probabilité de 95 % d'être comprise entre 75 et 93 %. Réciproquement, les valeurs minimales, moyennes et maximales de *Q*s(80) sont respectivement de 3,5, 5,5 et 8,5 L/s/ha actif. *Q*s(80) a une probabilité de 95 % d'être compris entre 4,2 et 8,0 L/s/ha actif. La ligne 1 du *tableau VII* donne des résultats synthétiques annuels pour les deux indicateurs. Les écarts entre réseaux unitaires et séparatifs sont faibles et inférieurs à 4 %.

Des résultats synthétiques de l'efficacité d'interception pluriannuelle sont fournis en ligne 2 du *tableau VII*. Les différences entre réseaux unitaires et séparatifs existent, mais restent finalement assez faibles. Par ailleurs, on observe logiquement que les intervalles de confiance à 95 % sont plus faibles que ceux indiqués ligne 1 pour l'efficacité d'interception annuelle.

6. Conclusions

À partir de données expérimentales et de simulations au moyen de modèles calés, des ratios de dimensionnement des ouvrages de traitement des RUTP (bassins de retenue-décantation ou BRD, ouvrages de traitement au fil de l'eau ou TFE) ont été évalués aux échelles de temps événementielles, annuelles et pluriannuelles, pour des réseaux unitaires et séparatifs.

Si les résultats apparaissent très hétérogènes à l'échelle événementielle, les valeurs moyennes aux échelles annuelles et pluriannuelles sont plus stables. Cependant, la variabilité des efficacités annuelles d'interception apparaît significative : les méthodes de dimensionnement fondées uniquement sur une seule année « type » ou « standard » d'événements pluvieux pour les simulations ne sont donc pas adaptées et ne peuvent pas refléter la variabilité réelle des phénomènes. Pour la même raison, il est nécessaire d'envisager des suivis expérimentaux sur le long terme pour évaluer de manière pertinente l'efficacité réelle des ouvrages construits.

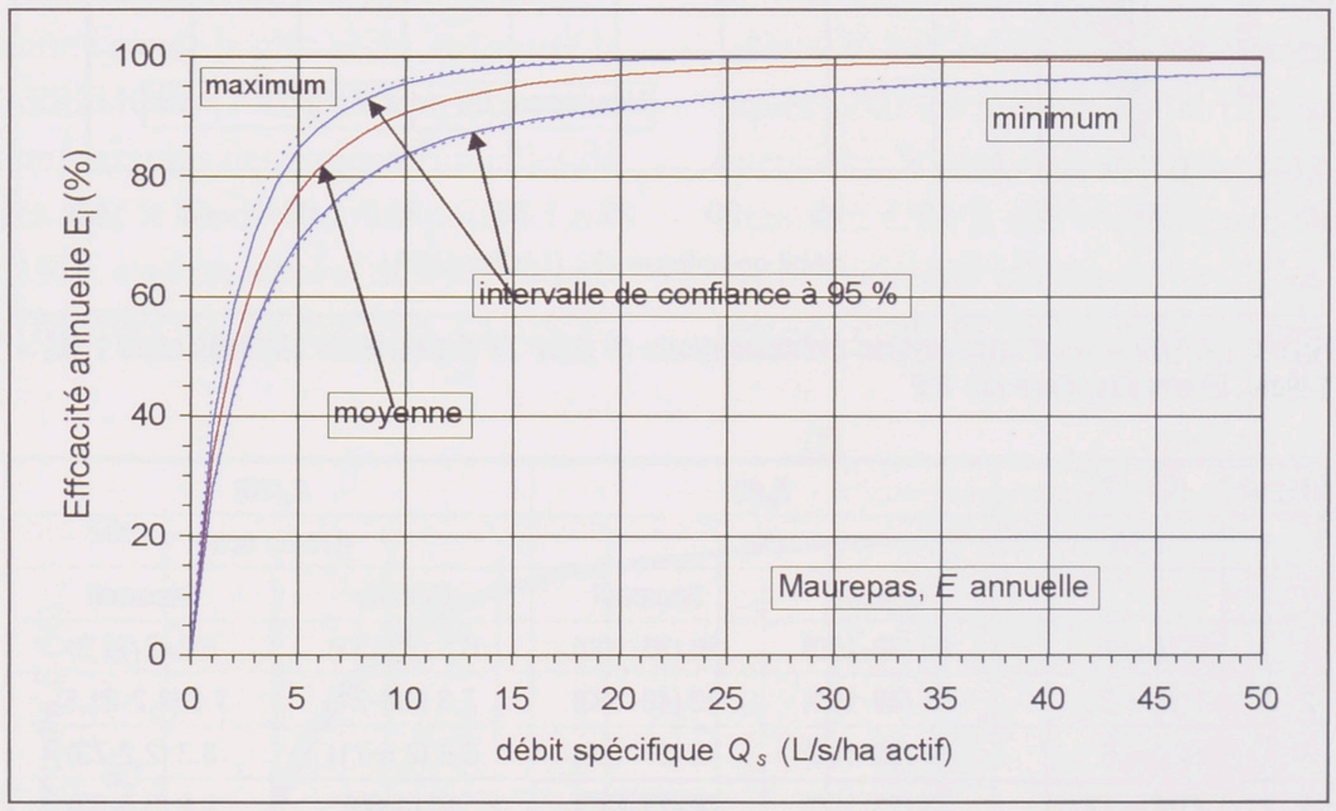


Figure 12. Courbes des efficacités d'interception annuelle minimum, moyenne et maximum et intervalles de confiance à 95 %, années 1976 à 1992, Maurepas, pour les TFE

Ligne	Efficacité d'interception	E_I (8)		$Q_s(80)$	
		(%)		*(L/s/ha actif)*	
		Unitaire	Séparatif	Unitaire	*Séparatif*
1	Annuelle E_I	83 (74 - 91)	87 (80 - 93)	6,9 (5 - 11)	*5,5 (4 - 8)*
2	*Pluri-annuelle* E	*82,7 (82,6 - 82,9)*	*86,6 (86 - 87,6)*	*7,0 (6,9 - 7,1)*	*5,8 (5,4 - 6,0)*

Tableau VII. Valeurs moyennes (et intervalles de confiance à 95 % entre parenthèses) des efficacités d'interception annuelle et pluri-annuelle pour les TFE

Des BRD avec un volume spécifique de 100 m³/ha actif interceptent environ 80 % des masses annuelles de MES, etdes TFE dimensionnés pour un débit spécifique de 8 L/s/ha actif peuvent intercepter de 82 à 85 % de ces mêmes masses annuelles. Des différences existent entre réseaux unitaires et séparatifs mais sont généralement inférieures à 10-15 % en valeur relative.

Les résultats précédents ont été obtenus pour deux bassins versants, qui ont été considérés comme représentatifs car, parmi tous ceux disponibles au sein de la base de données Qastor, ils ne présentaient ni biais particuliers ni valeurs extrêmes. Cependant, deux bassins versants ne peuvent bien évidemment pas, à eux seuls, être représentatifs de la diversité de toutes les situations réelles. Des simulations identiques devraient donc être conduites pour d'autres bassins versants avec des conditions différentes en termes de pluviométrie, d'occupation des sols, de réseaux, etc., afin de prendre en compte la variabilité liée à ces facteurs. Toutefois, la méthode proposée est tout à fait généralisable et peut être mise en œuvre pour tout autre bassin versant, notamment pour dimensionner un ouvrage sur un site donné, dès lors qu'un modèle permettant de calculer la masse totale par événement est disponible pour ce site. On peut alors tenir compte de la vidange du bassin et du débit traité par la station d'épuration.

Les résultats présentés ici dépendent également des données expérimentales disponibles et des modèles utilisés. Si les modèles peuvent toujours être améliorés, notamment en ce qui concerne la simulation des pollutogrammes, accroître la quantité de données expérimentales et leur qualité apparaît comme le facteur déterminant pour contribuer :

- à une meilleure connaissance des phénomènes et de leur variabilité,

- à une meilleure conception et à un meilleur dimensionnement des ouvrages de traitement.

Comme la forme des pollutogrammes joue un rôle dans l'estimation des ratios de dimensionnement, une étude complémentaire est actuellement en cours dans le cadre d'un programme de recherche national labellisé RGCU consacré à l'évaluation et au développement de modèles opérationnels de calcul des flux polluants par temps de pluie [GROMAIRE *et al.*, 2002], afin d'analyser dans quelle mesure les ratios de dimensionnement dépendent des modèles utilisés.

En raison de la grande variabilité des processus en œuvre sur les bassins versants et dans les réseaux d'assainissement, les ouvrages de traitement ne devraient plus êtredimensionnés de manière déterministe (pour une seule pluie de projet, une seule année type, etc.) mais au contraire avec une approche probabiliste, en vue de répondre à une question formulée sous la forme : " quelle est la taille requise de l'ouvrage de traitement afin de garantir une efficacité d'interception donnée sur une période de temps donnée (événement, saison, année, décennie, etc.) avec une probabilité de défaillance donnée ? ".

Enfin, deux compléments intéressants de l'approche et de la méthode présentées dans cet article consisteraient :

- à ne pas faire l'hypothèse d'indépendance chronologique des événements pluvieux,

- à tenir compte non seulement des rejets polluants vers les milieux naturels, mais aussi de leurs impacts sur ces milieux, afin de satisfaire aux exigences de la directive cadre européenne sur l'eau.

Dans le cas du premier complément, l'hypothèse d'indépendance chronologique des événements pluvieux consiste à supposer que les BRD sont vides au début de chaque événement pluvieux (voir paragraphe 3.3.3). En réalité, la succession des événements pluvieux, donc leur non-indépendance chronologique, est telle qu'un événement pluvieux peut survenir avant que l'ouvrage, partiellement ou totalement rempli lors de l'événement précédent, ne soit totalement vidangé : dans ce cas, l'efficacité d'interception pour l'événement pluvieux suivant est réduite par rapport aux calculs présentés dans cet article. Pour tenir compte ce phénomène, il est nécessaire de simuler la succession chronologique des événements ainsi que le débit de vidange de l'ouvrage, ce qui n'a de sens qu'en fonction d'un contexte local défini (débit maximum acceptable à l'aval du BRD, capacité de traitement de la station d'épuration en aval, interactions avec d'autres sous-bassins versants, etc.). Ce point ne faisait pas partie de cette étude qui visait à fournir des ordres de grandeur généraux. Néanmoins, pour le dimensionnement réel d'un ouvrage particulier, ces deux points (succession chronologique des événements, débit de vidange) doivent impérativement être pris en compte dans l'application de la méthode, sous peine soit de sous-dimensionner les ouvrages, soit de surestimer leur efficacité réelle pour un volume donné.

Bibliographie

AKAN A.O. (1992). "Storm runoff detention for pollutant removal". *Journal of Environmental Engineering,* 118(3), 380-389.

ASHLEY R.M., HVITVED-JACOBSEN T., BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. (1999). "Quo vadis sewer processes modeling ?" *Water Science and Technology,* 39(9), 9-22.

ATV (1992). : "Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungen in Mischwasserkanälen". ATV-Arbeitsblatt A-128., April 1992, 50 p. St Augustin (Deutschland).

BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L., BARRAUD S., BARDIN J.-P. (2002). "Uncertainties, performance indicators and decision aid applied to stormwater facilities". *Urban Water,* 4, 163-179.

BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L., CHEBBO G., SAGET A. (1997). "Répartition des masses de polluants en fonction du volume dans les rejets urbains de temps de pluie. Conséquences pour la notion de premier flot". *TSM*, 2, 53-67.

BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L., CHEBBO G., SAGET A. (1998). "Distribution of pollutant mass vs. volume in stormwater discharges and the first flush phenomenon". *Water Research,* 32(8), 2341-2356.

BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L., AL-JAWHARI A., CHEBBO G. (2000). "Dimensionnement des ouvrages de traitement des rejets urbains de temps de pluie". Villeurbanne (France) : INSA de Lyon - Laboratoire URGC Hydrologie Urbaine et Marne-la-Vallée (France) : CEREVE, Rapport de recherche final pour l'Agence de l'eau Seine-Normandie (contrat n° 99-97044), septembre 2000, 108 p. (résumé et texte intégral disponibles sur le CD-ROM " Recueil des résultats d'études " 1990-2001 édité par l'AESN, étude n° 00 PLUV 02).

CHEBBO G., GROMAIRE M.-C., GARNAUD S., GONZALEZ A. (1999). "The experimental urban catchment "Le Marais" in Paris". Proceedings of the 8th ICUD, I.B. Joliffe and J. Ball editors, Sydney (Australia), 30 August – 3 September, 3, 1520-1527. ISBN 0 85825 718 1.

DI TORO D.M., SMALL M.J. (1979). "Stormwater interception and storage". *Journal of the Environmental Engineering Division,* 105(1), 43-54.

FERRARA R.A., HILDICK-SMITH A. (1982). "A modelling approach for storm water quantity and quality control via detention basins". *Water Resources Bulletin,* 18(6), 975-981.

FNDAE (1988). "Les bassins d'orage sur les réseaux d'assainissement - Expérience acquise à partir des réalisations actuelles". Paris (France) : FNDAE, *Documentation Technique FNDAE* n° 6, mars 1988, 61 p.

HARREMOËS P. (1988). "Stochastic models for estimation of extreme pollution from urban runoff". *Water Research,* 22(8), 1017-2026.

GOFORTH G.F., HEANEY J.P., HUBER W.C. (1983). "Comparison of basin performance modelling techniques". *Journal of Environmental Engineering,* 109(5), 1082-1098.

GRIFFIN D.M., RANDALL C.W., GRIZZARD T.J. (1980 a). "Efficient design of stormwater holding basins used for water quality protection". *Water Research*, 14(10), 1549-1554.

GRIFFIN D.M., GRIZZARD T.J., RANDALL C.W., HELSEL D.R., HARTIGAN J.P. (1980 b). "Analysis of non-point pollution export from small catchments". *Journal of the Water Pollution Control Federation,* 52(4), 780-790.

GROMAIRE M.-C., CABANE P., BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L., CHEBBO G. (2002). "Operational use of urban drainage pollutant models : results from a French survey". Proceedings of SOM 2002 - International Conference on Sewer Operation and Maintenance, Bradford (UK), 26-28 November, 8 p.

LINDHOLM O.G., AABY L. (1999). "The importance of pollutional loads during wet weather". Proceedings of the Conference "Ecological Technology and Management ECO-TECH-99, Kalmar (Sweden), 22-24 September, 271-282.

LOGANATHAN G.V., WATKINS E.W., KIBLER D.F. (1994). "Sizing storm-water detention basins for pollutant removal". *Journal of Environmental Engineering,* 120(6), 1380-1399.

MAGLIONICO M. (1999). "Dimensioning of CSO-tanks using design events". Proceedings of the 8th ICUD, I.B. Joliffe and J. Ball editors, Sydney (Australia), 30 August - 3 September, 2, 934-941.

Mc CUEN R.H. (1980). "Water quality trap efficiency of storm water management basins". *Water Resources Bulletin,* 16(1), 15-21.

NIX S.J., HEANEY J.P., HUBER W.C. (1988). "Suspended solids removal in detention basins". *Journal of Environmental Engineering,* 114(6), 1331-1343.

ROUX C. (1996). "Analyse des précipitations en hydrologie urbaine - L'exemple de la Seine-Saint-Denis". Thèse de doctorat : École nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 26 janvier 1996, 290 p.

RUSCASSIER G. (1996). "Conception et dimensionnement des ouvrages de traitement au fil de l'eau des rejets urbains de temps de pluie". Noisy-le-Grand (France) : CERGRENE, mémoire de DEA STE, septembre 1996, 58 p.

RUSCASSIER G., CHEBBO G., SAGET A., BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. (1998). "New design method of treatment devices. Storage tanks and on-stream treatments". Proceedings of Novatech 98, Lyon, France, 4-6 May 1998, 1, 451-459. ISBN 2-9509337-1-8.

SAGET A. (1994). "Base de données sur la qualité des rejets urbains de temps de pluie : distribution de la pollution rejetée, dimensions des ouvrages d'interception". Thèse de doctorat : ENPC, Paris, France, décembre 1994, 333 p.

SAGET A., CHEBBO G. (1995). "Établissement de bases de dimensionnement pour la dépollution des rejets urbains de temps de pluie". Noisy-le-Grand (France) : CERGRENE, rapport de recherche pour le CIRCEE-Lyonnaise des Eaux (n° CIRCEE : ER ABE 95 01), 54 p. + annexes.

SAGET A., CHEBBO G., DESBORDES M. (1995). "Urban discharges during wet weather : what volumes have to be treated ?" *Water Science and Technology,* 32(1), 225-232.

SEGARRA-GARCIA R., LOGANATHAN V.G. (1992). "Storm-water detention storage design under random pollutant loading". *Journal of Water Resources Planning and Management,* 118(5), 475-491.

WHIPPLE W. (1979). "Dual-purpose detention basins". *Journal of Water Resources Planning and Management,* 105(2), 403-412.

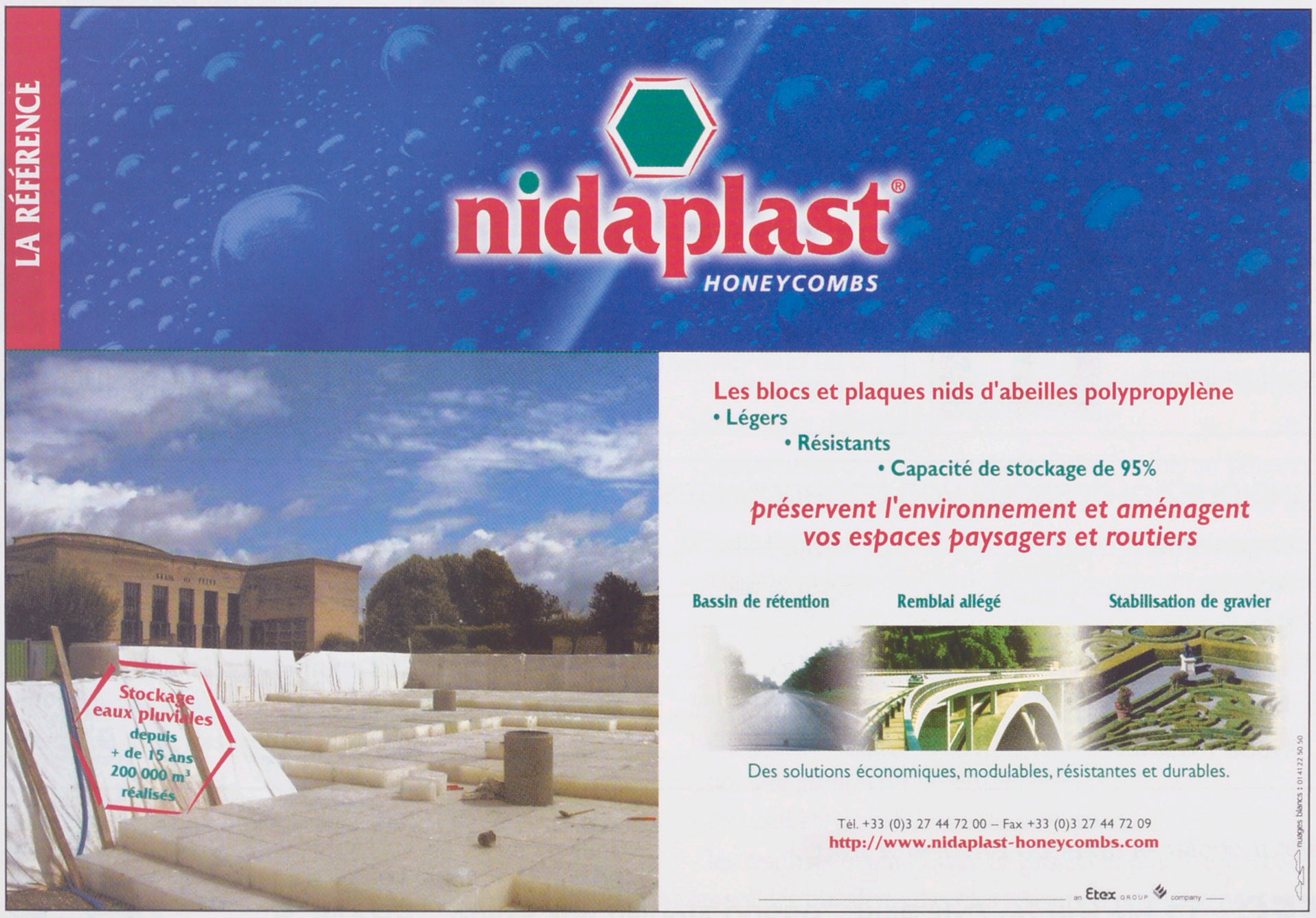
Remerciements

Ce projet de recherche a été financé par l'Agence de l'Eau Seine-Normandie (contrat n° 99-97044). Les auteurs remercient également Amal Al-Jawhari qui a effectué une grande partie des simulations.

Résumé

J.-L. BERTRAND-KRAJEWSKI, G. CHEBBO. Méthode de dimensionnement et ordres de grandeur des ouvrages de traitement des rejets urbains de temps de pluie

Les rejets urbains de temps de pluie (RUTP) contiennent des masses de polluants importantes ayant des impacts négatifs sur les milieux aquatiques. À partir de longues séries chronologiques de données pluviométriques et de modèles calés, une méthode générale de dimensionnement est proposée. Des ratios de dimensionnement, accompagnés d'intervalles de confiance et/ou associés à des périodes de retour particulières, ont été évalués pour deux types d'ouvrages de traitement des RUTP (bassins de retenue-décantation et traitements au fil de l'eau), aux échelles de temps événementielle, annuelle et pluriannuelle. Ils ont été calculés pour une efficacité d'interception *E* définie comme le rapport de la masse de polluant interceptée par l'ouvrage sur la masse de polluant produite par le bassin versant et le réseau. Les calculs ont été effectués pour deux bassins versants représentatifs (un séparatif, un unitaire) avec 1 362 événements pluvieux répartis sur 17 années. Les résultats sont très variables à l'échelle événementielle, mais relativement stables aux échelles annuelle et pluriannuelle. Les bassins de retenue-décantation avec un volume spécifique de 100 m³/ha actif interceptent environ 80 % des masses annuelles de MES, et les ouvrages au fil de l'eau avec un débit spécifique de 8 L/s/ha actif interceptent entre 82 et 85 % de ces mêmes masses.



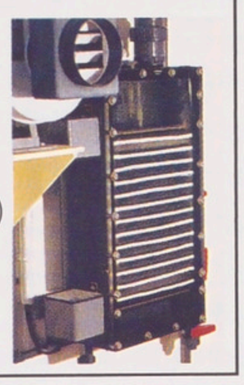
FAX...FAX...FAX...FAX

NOUVEAUX PRODUITS pour la DESINFECTION et le TRAITEMENT des EAUX

① *Cochez* ☐ *les produits dont vous voulez recevoir la documentation*

☐ Electrochloration

Fabrication in situ
d'hypochlorite de sodium
par électrolyse
du chlorure de sodium (sel)
5 g/h à 100 kg/h

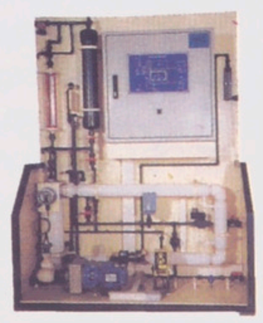


☐ CHLORO+® chloromètre

Garanti 5 ans
+ de qualité
corps en chloraflon®
+ de sécurité
chargeur de joint
de Pb
+ de précision
pointeau protégé sonique

☐ BIOXY® générateur de bioxyde pur

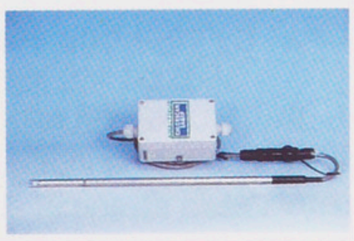
- boucle d'enrichissement en chloraflon
- synoptique intégré
- contrôleur de rendement



☐ CHLORSCAN® SAGEP

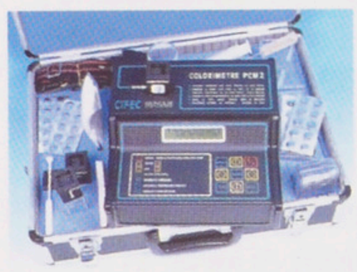
- sonde chlore actif sans entretien,
- pas d'étalonnage
- transmetteur

Option analyseur intelligent avec régulateur
Option chlore libre



☐ PCM2® colorimètre portable de précision

Nouvelle méthode à l'**amarante** pour l'analyse spécifique du **bioxyde de chlore**

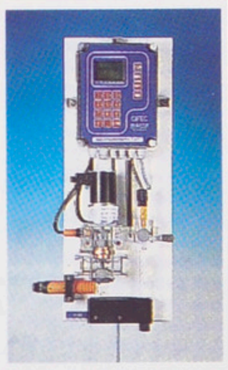


☐ MARCELLUS® générateur compact de bioxyde

- pas de débit minimum
- synoptique intégré

☐ REGULATION CHLORE AS20 analyseur intelligent

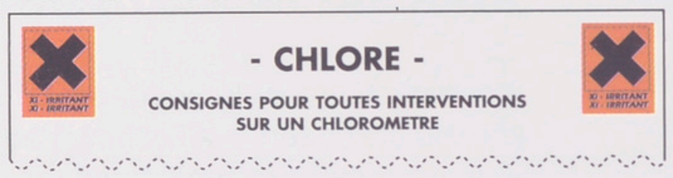
- liaison numérique RS485
- enregistreur d'événement intégré
- régulateur intégré



☐ TRUITEL-TRUITOSEM

- détecteur de pollution par surveillance des mouvements de truitelles
- graphique
- seuils multiples
- sonar numérique anti-interférences

☐ AFFICHAGE REGLEMENTAIRE



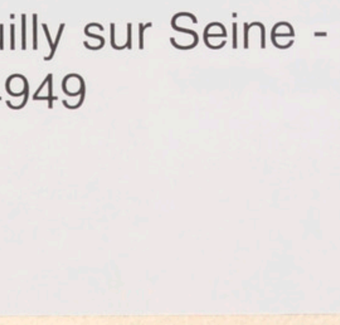
- Panneau plastique 45x31 cm à placer dans tout local de chloration
- Plaque "DEPOT CHLORE" 20x13 cm à placer sur tout local de chloration

☐ MODULO +® vanne modulante de chlore gazeux

- dosage de précision même sur les petits débits mini. 1,5 g/h
- en chloraflon®
- régulateur intégré

☐ Balance hydraulique

- pour bouteille de chlore ou SO_2
- suivi de la consommation et anticipation d'un changement de bouteille.



☐ Détecteur de CO monoxyde de carbone (boîtier de poche)

☐ Générateur Cl_2 gazeux de poche pour test détecteur de fuite.

☐ Détecteur de fuite Cl_2, SO_2 CLO_2, O_3 (installation murale)

② INDIQUEZ CI-DESSOUS VOS COORDONNÉES :

Organisme..... Mme, Mlle, M..... Prénom.....
Activité..... Spécialité..... Fonction.....
Service.....
Tél..... Fax..... e-mail .....
Adresse.....
Code Postal..... Ville..... Pays.....

③ *Feuillet à copier et faxer ou envoyer à :*

CIFEC - 12 bis rue du Cdt Pilot - 92200 Neuilly sur Seine - FRANCE
Fax : 33 (0)1 4640 0087 - Tél : 33 (0)1 4640 4949
e-mail : info@cifec-sa.fr *web : www.cifec-sa.fr*

Protocole Vicas : mesure de la vitesse de chute des MES dans les effluents urbains

■ G. CHEBBO[1,2], M.-C. GROMAIRE[1], E. LUCAS[3]

Mots-Clés : Décantation, mesure, protocoles, RUTP, VICAS, vitesse de chute

Introduction

Les campagnes de mesure effectuées depuis le début des années 1970 sur les rejets urbains de temps de pluie (RUTP) ont clairement montré que de nombreux polluants, présents en quantités importantes dans ces rejets, se trouvaient en majorité sous forme particulaire [CHEBBO, 1992 ; BERTRAND-KRAJEWSKI, 1994 ; GROMAIRE-MERTZ, 1998], Les particules transportées en suspension par les RUTP sont également apparues comme facilement décantables, en dépit de leur granulométrie relativement fine caractérisée par un diamètre médian D_{50} de 30 à 40 µm [CHEBBO, 1992]. Afin de mieux caractériser ces rejets et de pouvoir dimensionner les ouvrages de traitement par décantation ou mieux décrire les phénomènes dans les outils de simulation du transfert des solides, le mesurage de la distribution des particules en suspension par classes de vitesse de chute constitue un élément essentiel.

Diverses méthodes de mesure des vitesses de chute des particules ont été proposées et mises en œuvre par différentes équipes [LUCAS-AIGUIER et CHEBBO, 1995 ; AIGUIER *et al.*, 1996 ; LUCAS-AIGUIER *et al.*, 1998], notamment aux États-Unis [PISANO, 1996], en Allemagne [BROMBACH *et al.*, 1990), au Royaume-Uni [TYACK et *al.*, 1992] et en France [CHEBBO, 1992]. Cependant, les appareils utilisés, les modes opératoires et les prétraitements des échantillons apparaissent très divers et les résultats publiés indiquent des ordres de grandeur très variables [AIGUIER *et al.*, 1996]. D'autre part, les méthodes proposées sont souvent lourdes à mettre en œuvre et pas toujours bien adaptées aux gammes de vitesses de chute des particules présentes dans les RUTP.

Un programme de recherche a donc été mené par le CEREVE, en collaboration avec l'Agence de l'eau Seine Normandie, l'INSA de Lyon, le CTIA (Lyonnaise des eaux, France), CEGEO (bureau d'études, Canada), le département de génie civil de l'université d'Aston au Royaume-Uni, la Direction de l'eau et de l'assainissement de Seine-Saint-Denis, la Direction des services de l'eau et de l'assainissement du Val-de-Marne et le SAN de Saint-Quentin. Il a permis de :

- comparer la mise en œuvre et les résultats de mesure des vitesses de chute avec différents protocoles et méthodes de mesure sur des échantillons identiques ;
- évaluer les avantages et les inconvénients de chaque méthode.

Les résultats de cette recherche [LUCAS-AIGUIER *et al.*, 1998] ont montré clairement l'influence importante des protocoles de mesure sur les résultats obtenus. Par conséquent, pour que les travaux de caractérisation au niveau international puissent être comparables, il est clair aujourd'hui qu'il est nécessaire de définir un protocole commun qui sera utilisé par les différents acteurs de l'assainissement. Les différences entre les résultats ne pourraient alors plus être attribuées à l'utilisation des protocoles de fractionnement différents.

Compte tenu de ces résultats, le CEREVE a mis au point et validé un nouveau protocole, appelé VICAS (Vitesse de Chute en ASsainissement). Il permet le mesurage des vitesses de chute des particules en suspension contenues dans les rejets urbains de temps sec et de temps de pluie. Le protocole VICAS a été testé sur des effluents réels prélevés dans le réseau d'assainissement unitaire du Marais à Paris.

Ce papier présente successivement :

- une description du protocole VICAS,
- les résultats de validation du protocole,
- les résultats obtenus avec ce protocole pour caractériser les solides transférés dans les réseaux d'assainissement.

1. CEREVE (ENPC-ENGREF-UPVM), 6-8, av. Blaise-Pascal, 77455 Marne-la-Vallée, cedex 2, France.
2. Faculté de Génie, Université libanaise, Beyrouth, Liban.
3. Lyonnaise des eaux, France.

1. Description du protocole VICAS

1.1. Cahier des charges du protocole VICAS

Les résultats de LUCAS-AIGUIER *et al.* (1998) nous ont orientés vers une mesure effectuée le plus rapidement possible après le prélèvement et vers une décantation des particules dans des conditions proches des conditions initiales de l'effluent dans le réseau d'assainissement (concentration, nature de l'eau…), c'est-à-dire sans aucun prétraitement de l'échantillon avant la mesure.
De plus il est important que le nouveau protocole soit opérationnel :
- volume d'eau nécessaire faible, compatible avec les volumes pouvant être collecté au cours d'un événement pluvieux au moyen d'un préleveur automatique portable (quelques litres d'échantillon),
- appareil peu onéreux, simple à fabriquer et simple à manipuler, de façon à favoriser la large diffusion de ce type de mesure,
- mise en œuvre ne nécessitant qu'un seul manipulateur,
- mesure rapide (quelques heures), de façon à pouvoir traiter les échantillons sans délai.

Comme aucun protocole opérationnel ne satisfaisait les contraintes indiquées ci-dessus, un nouveau protocole, appelé VICAS a été proposé et testé sur des effluents urbains. Il sera décrit en détail dans les paragraphes suivants.

1.2. Principe mis en œuvre dans le protocole VICAS

Le protocole VICAS est fondé sur le principe de la suspension homogène (*figure 1*). Au début de la mesure, les solides sont répartis uniformément sur toute la hauteur de sédimentation. Ensuite les particules sont supposées décanter de manière indépendante les unes des autres, sans former d'agrégats et sans diffusion. Les solides ayant décanté pendant un intervalle de temps prédéfini sont récupérés dans le fond de la colonne de sédimentation. Leur masse est pesée ce qui permet de déterminer l'évolution de la masse cumulée M(t) du dépôt en fonction du temps *t* (*figure 2*). Dans la pratique, la courbe de la masse cumulée des solides ayant décanté est constituée de n points avec n compris généralement entre 7 et 12.

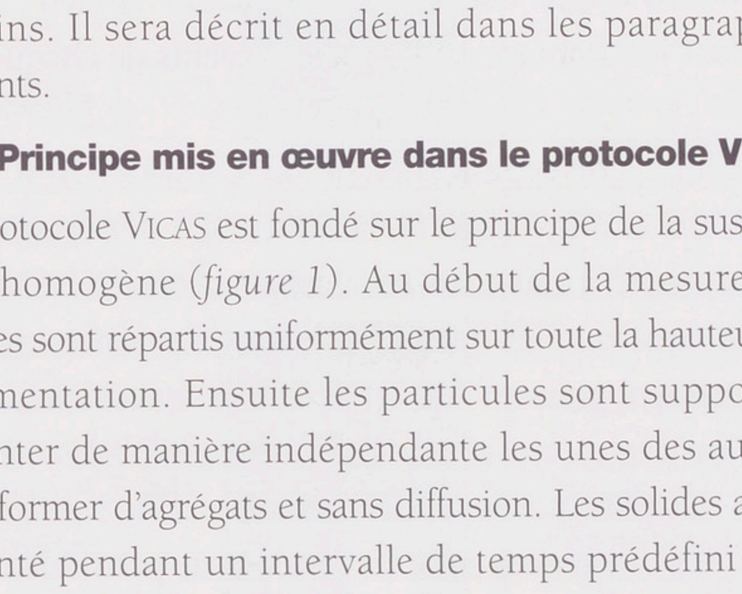


Figure 1. Principe de la suspension homogène (méthode A)

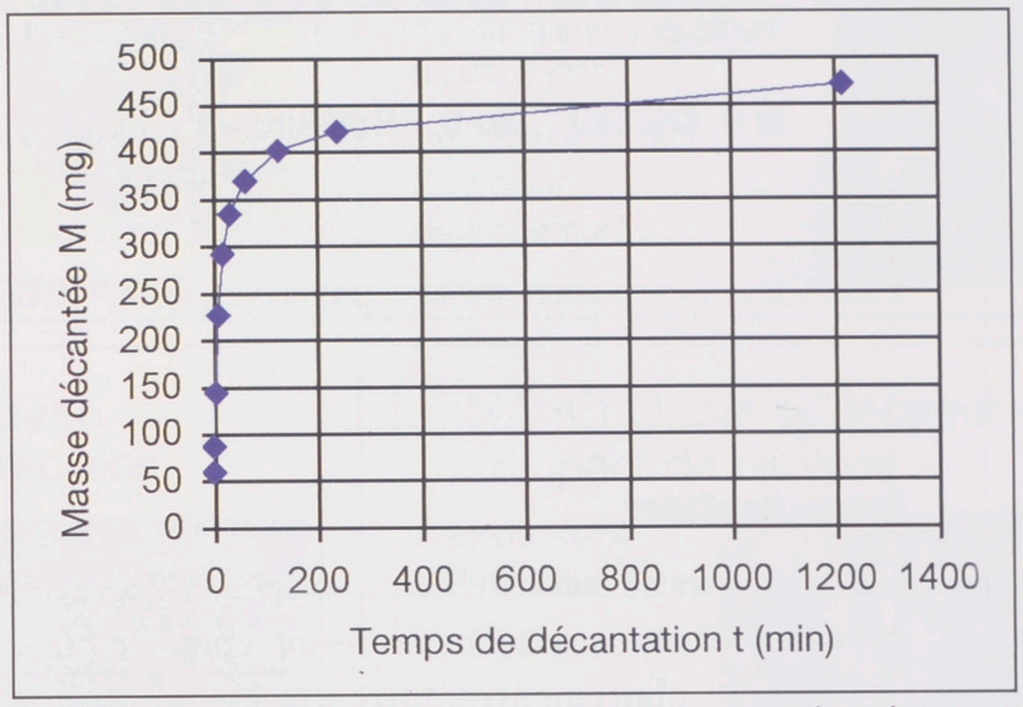


Figure 2. Courbe de la masse cumulée des solides ayant décanté en fonction du temps

Une analyse théorique montre que la courbe *M(t)* peut s'écrire sous la forme [CHEBBO, 1992 ; CHANCELIER *et al.*, 1998] :

$$M(t) = S(t) + t\frac{dM(t)}{dt}$$ (équation 1), avec :

M(t): masse cumulée de particules décantées au pied de la colonne entre *t*=0 et *t*,
S(t) : masse de particules décantées entre *t* = 0 et *t* ayant une vitesse de chute supérieure à *H/t*, où *H* est la hauteur d'eau dans la colonne,
t dM/dt : masse de particules décantées au temps *t* ayant une vitesse de chute inférieure à *H/t*.
L'objectif du mesurage est de déterminer la courbe *S (t)* et de la transformer en courbe *F (Vs)* indiquant le pourcentage cumulé *F* (en %) de la masse totale de particules ayant une vitesse de chute inférieure à *Vs* (en mm/s). Les calculs permettant de passer de *M(t)* à *F (Vs)* sont présentés au paragraphe " Méthodes de traitement des données brutes " et sont réalisés de manière automatique par deux macros Excel associées au protocole et correspondant à deux méthodes de traitement des données brutes.
Afin que les résultats de mesure de vitesses de chute soient plus faciles à lire et à interpréter, des recommandations ont été proposées par le groupe de travail sur les solides en réseau d'assainissement du "IWA/IAHR Joint Committee on Urban Drainage" lors d'une conférence qui s'est tenue à Dundee (UK) en septembre 1995 [HEDGES et CHEBBO, 1995]. Ces recommandations portent sur la terminologie et les représentations graphiques des résultats, et seront appliquées dans toute la suite du papier et dans les résul-

tats fournis par les macros VICAS. La vitesse de chute, notée *Vs* (settling velocity) est exprimée en mm/s et est positive pour les vitesses orientées vers le bas (sens de la chute des particules). Les vitesses de chute négatives éventuelles correspondent aux particules qui remontent ou flottent. Les résultats de mesure sont représentés par une "courbe de distribution des vitesses de chute" que nous appellerons *F (Vs)* où :

- les vitesses de chute *Vs* en mm/s sont en abscisse sur une échelle logarithmique de base 10 croissante vers la droite ; si des vitesses négatives existent, l'échelle sera nécessairement linéaire ;
- le pourcentage en masse cumulée *F* des particules ayant une vitesse de chute *Vs* inférieure à une valeur donnée est en ordonnée sur une échelle linéaire de 0 à 100 %.

Les *figures* 5 et 6 donnent un exemple de courbe *F (Vs)* correspondant à ces recommandations.

1.3. Description de l'appareil de fractionnement

L'appareil de fractionnement du protocole VICAS est composé des éléments suivants (*figure* 3) :

- une colonne de sédimentation en plexiglas de diamètre intérieur 70 mm et de hauteur 64 cm ;
- un bac de réception en PVC (longueur 28 cm, largeur 15 cm, hauteur = 18 cm) avec dans le fond une cannelure de 9 cm de large, 5,5 cm de profondeur et 27 cm de long ;
- un support de fixation assurant le positionnement de la colonne au-dessus du bac de réception et la verticalité de l'appareil ;
- une pompe à vide, reliée au haut de la colonne par un tuyau souple muni d'une vanne, permettant son remplissage ;
- des porte-coupelles et des coupelles en aluminium de diamètre 70 mm, servant à collecter les particules décantées au pied de la colonne
- un chronomètre.

1.4. Mode opératoire

L'échantillon à analyser, d'un volume de 4,5 litres, est tamisé à 2 mm pour éliminer les papiers et très gros éléments susceptibles de gêner la mesure. Il est homogénéisé et trois sous-échantillons de 150 ml sont prélevés pour déterminer la concentration initiale C_0.

Le volume restant est à nouveau homogénéisé puis versé dans le bac d'où il est aspiré par dépression dans la colonne de sédimentation. Lorsque le niveau d'eau dans la colonne atteint environ 60 cm (niveau d'eau restant dans le bac de réception couvrant la cannelure et le pied de la colonne), la vanne isolant la colonne de la pompe est fermée et la colonne est maintenue sous dépression pour le restant de la mesure. Cette phase de remplissage est très rapide : 2 à 3 secondes.

Une coupelle, remplie d'eau distillée, est immergée dans la cannelure du bac de réception et placée sous le pied de la colonne. Le chronomètre est alors déclenché. Au bout des temps de décantation t_i (t_i = 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 16 min, 32 min, 1 h, 2 h, 4 h…), la coupelle en place est retirée et remplacée par une nouvelle coupelle. Les particules décantées dans la coupelle pendant le temps de décantation $\Delta t_i = t_i - t_{i-1}$ sont recueillies par filtration sur des filtres en fibre de verre Whatmann GF/F préalablement lavés calcinés et pesés. La masse décantée mi est déterminé après séchage du filtre à 105°C pendant 1 h 30. Ces filtres peuvent également être utilisés pour déterminer la masse de matières volatiles ou la masse de carbone organique.

Après avoir enlevé la dernière coupelle, le pied de la colonne est obturé et son contenu est recueilli dans un seau et homogénéisé. Trois sous-échantillons sont prélevés pour la détermination de la concentration finale C_f.

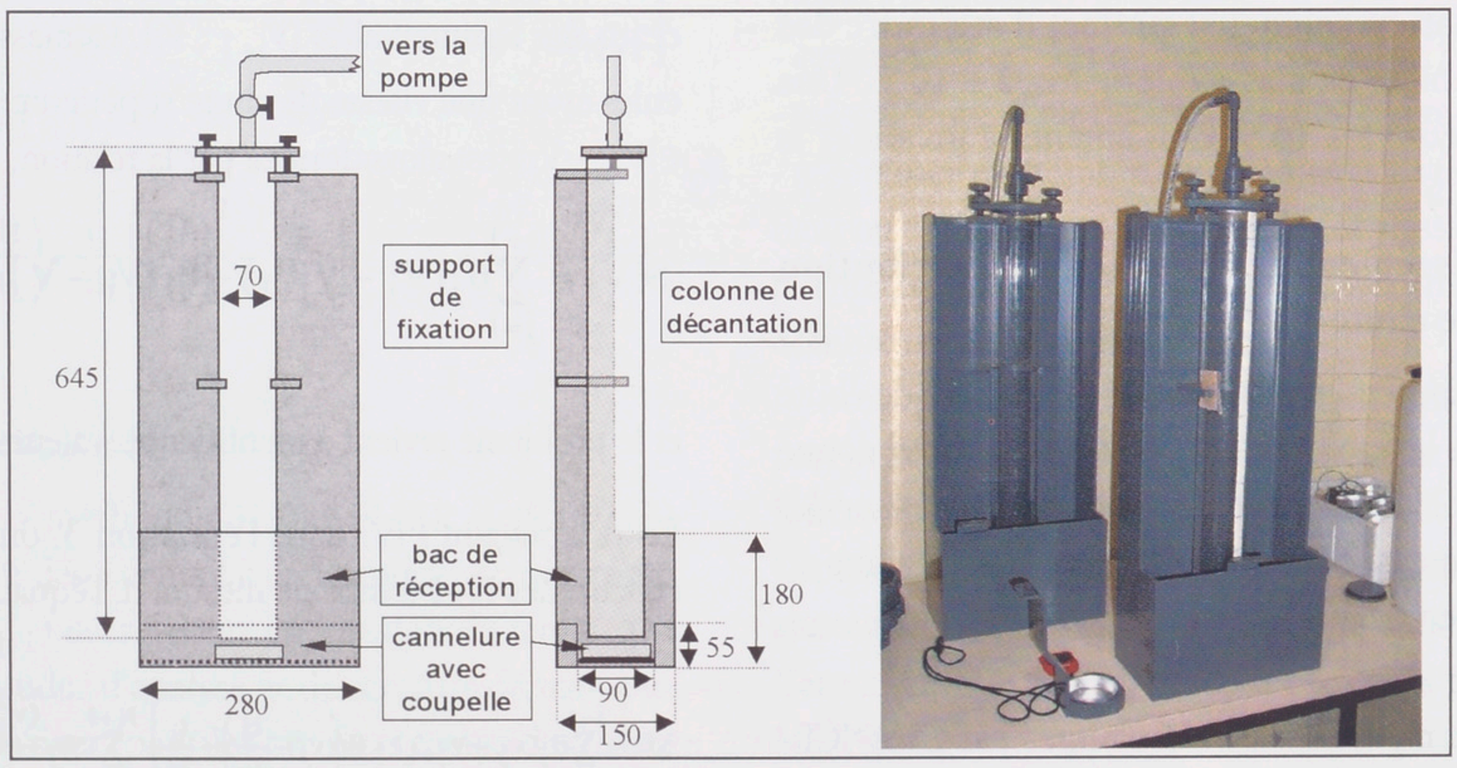


Figure 3. Schéma du montage expérimental, détails de la colonne, détails du bac, détails de la cannelure

La manipulation peut être réalisée par une seule personne et nécessite au minimum 5 heures. Plusieurs mesures peuvent être lancées en parallèle avec un léger décalage dans le temps au démarrage des manipulations. Dans le cas d'échantillons de faibles vitesses de chute (eaux usées, eaux de ruissellement de surface) il est conseillé après le temps de décantation 4 h de laisser la colonne jusqu'au lendemain, le dernier temps de décantation sera alors de l'ordre de 16 à 24 h.

1.5. Méthode de traitement des données expérimentales

1.5.1. Vérification du bilan de masse

Soit C_0 (mg/l) la concentration initiale de l'échantillon, C_f (mg/l) la concentration finale, *mi* (mg) la masse de solide récupérée dans la coupelle i entre les temps t_{i-1} et t_i, *H* (cm) la hauteur d'eau dans la colonne et *R* (cm) le rayon de la colonne.

Un calcul de bilan de masse est effectué afin d'estimer les pertes (ou les gains) de solides au cours de la manipulation et donc d'évaluer la qualité de la mesure :

Masse initiale dans la colonne (mg) : $M_0 = \frac{C_0 H \pi R^2}{1000}$

Masse finale dans la colonne (mg) : $M_f = \frac{C_f H \pi R^2}{1000}$

Masse décantée cumulée (mg) : $M_d = \sum_i mi$

Pourcentage d'erreur sur le bilan de masse : $E = \frac{M_0 - (M_d + M_f)}{M_0}$

Une manipulation soigneuse permet d'atteindre des erreurs sur le bilan de masse inférieures à ± 10 %. Une erreur supérieure à ± 15 % doit amener à invalider la mesure.

1.5.2. Établissement des courbes de distribution de vitesses de chute

Le calcul des courbes de distribution de vitesses de chute *F (Vs)* nécessite la résolution du système différentiel donné dans l'équation1. Deux méthodes de calcul, basées sur des principes différents, ont été développées et sont mises en œuvre au moyen de macros développées sous Excel.

• *Méthode 1*

Cette première méthode a été développée par CHANCELIER *et al.* (1998).

Soit $f(v)$ la densité de fréquence des particules dont la vitesse de chute est *v*. Alors :

$$S(t) = \int_{H/t}^{v\max} f(v)dv \quad \text{(équation 2)}$$

$$M(t) = \int_{H/t}^{v\max} f(v)dv + \frac{t}{H}\int_{0}^{H/t} vf(v)dv \quad \text{(équation 3)}$$

On suppose que $f(V)$ est constante par morceaux sur des intervalles $[V_{i+1};V_i[$, c'est-à-dire que pour $V \in [V_{i+1} ; V_i[$, $f(V) = \theta i$. Pour $i \in [1 ; N]$, la suite des vitesses V_i est construite sur la base de la suite des temps de mesure effectifs $(t_i)_{[1 ; N]}$ suivant la relation suivante :

$$V_i = \frac{1}{2}\times\left(\frac{H}{t_i} + \frac{H}{t_{i-1}}\right) \text{ pour } N \geq i > 1; \quad V_1 = 2\times\frac{H}{t_1} - V_2$$

Ces hypothèses sont illustrées dans l'exemple de la *figure 4*.

On considère de plus un temps de mesure fictif t_{N+1} très grand (pris égal à 6_*10^{11} dans le calcul), correspondant au temps infini, pour lequel on suppose que l'ensemble des particules en suspension auront décanté. Pour ce dernier temps, on pose :

$$\frac{H}{t_{N+1}} = 0, \quad V_{N+1} = \frac{1}{4}\frac{H}{t_N} \text{ et } M_{N+1} = M_N + M_f,$$

avec $f(V) = \theta_N$ pour $V \in [V_{N+1} ; V_N[$ et

$f(V) = \theta_{N+1}$ pour $V \in]0 ; V_{N+1}[$.

Avec ces hypothèses, la fonction *S(V)* est linéaire par morceaux sur les intervalles $[V_{i+1} ; V_i[$. La masse de particules ayant une vitesse de chute supérieure à v, avec $V \in [V_{i+1};V_i[$ est alors donnée par la relation,

$$S(V) = \sum_{j=1}^{i-1}\theta_j(V_j - V_{j+1}) + \theta_i(V_i - V)$$

et le problème revient à identifier les valeurs des θi.

En remplaçant $f(V)$ dans l'équation 3, on obtient pour chacun des N+1 temps de mesure *ti*, l'équation suivante :

$$Mi = \sum_{j=1}^{i-1}\theta_j(v_j - v_{j+1}) + \theta i\left(v_i - \frac{H}{t_i}\right) + \frac{t_i}{H}\left[\sum_{j=i+1}^{N+i}\theta_j\frac{(v_j^2 - v_{j+1}^2)}{2} + \frac{\theta i}{2}\left(\left(\frac{H}{t_i}\right)^2 - v_{i+1}^2\right)\right]$$

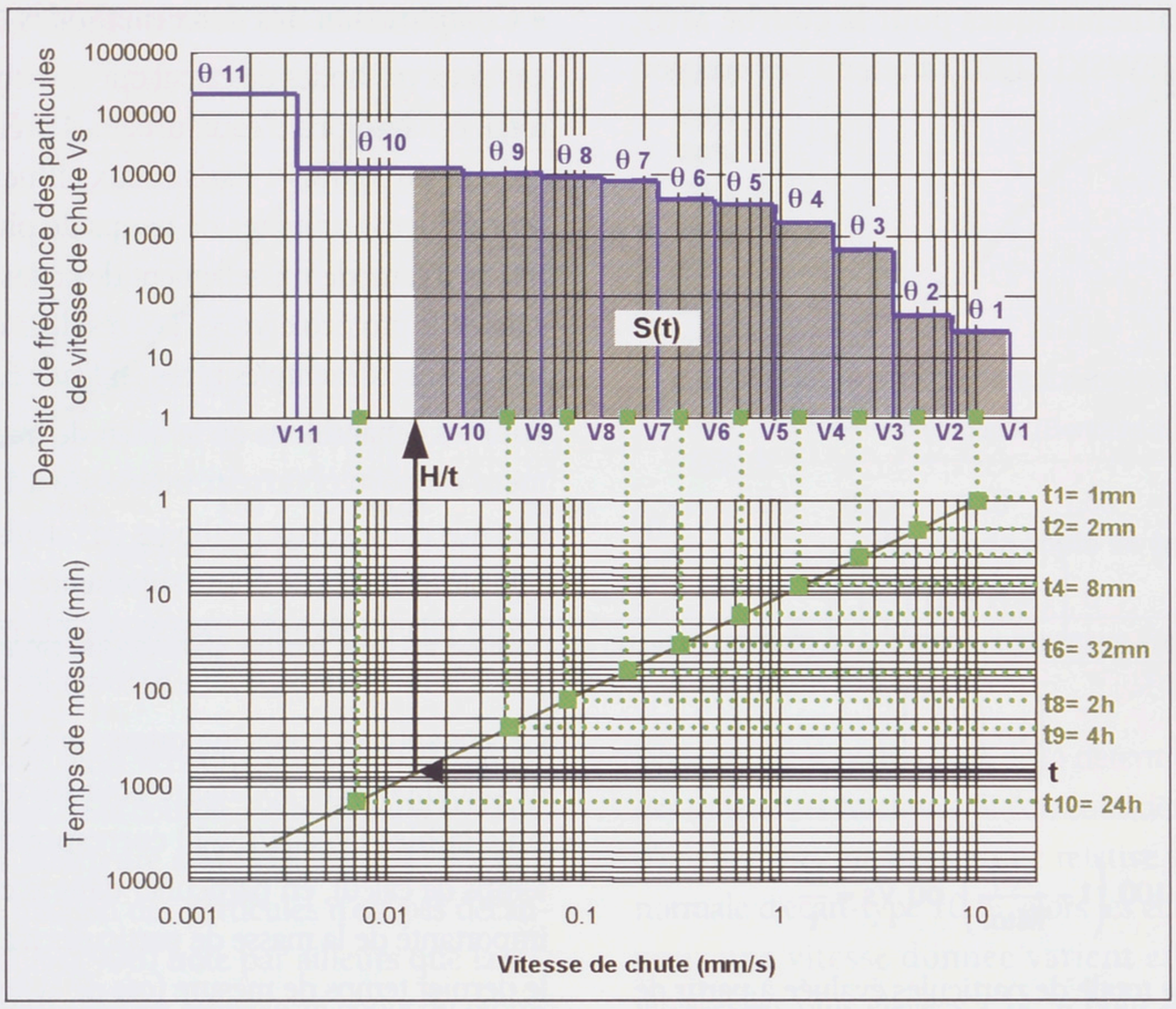


Figure 4. Construction de la courbe de densité de fréquence f(V), N=10

Notons [*M*] le vecteur colonne des masses décantées cumulées *M*i et [θ] le vecteur colonne des valeurs θi. Le système des *N* équations précédentes peut s'écrire sous forme matricielle : [*M*]=[*A*].[θ], où [*A*] est une matrice inversible de rang *N*

$$[A] = \begin{bmatrix} b_1 & t_1c_1 & t_1c_2 & . & . & . & t_1c_N \\ a_1 & b_2 & t_2c_2 & . & . & . & t2c_N \\ a_1 & a_2 & b_3 & . & . & . & . \\ a_1 & . & . & . & . & . & . \\ a_1 & . & . & a_{i-1} & b_i & t_ic_i & t_ic_N \\ a_1 & . & . & . & . & . & . \\ a_1 & a_2 & . & . & . & a_N & b_{N+1} \end{bmatrix}$$

avec : pour i = 1 à *N* :

$$a_i = (V_i - V_{i+1}); \quad b_i = \left(V_i - \frac{H}{t_i}\right) + \frac{t_i}{2H}\left(\left(\frac{H}{t_i}\right)^2 - V_{i+1}^2\right); \quad c_i = \frac{V_{i+1}^2 - V_{i+2}^2}{2}$$

On peut alors calculer [θ]=[*A*]$^{-1}$.[M].

Le calcul par la méthode CHANCELIER *et al.* (1998) nécessite d'avoir des valeurs M_i croissantes avec une pente $(M_i\text{-}M_{i-1})/(t_i\text{-}t_{i-1})$ décroissante en fonction du temps. Du fait des incertitudes d'analyse et des erreurs de manipulation, il peut arriver (pour les premiers temps de décantation en particulier) que les mesures M_i présentent localement une pente croissante. Ceci se traduit dans le calcul par une valeur négative de *q*i, ce qui est physiquement impossible. Dans ce cas, la macro de calcul procède à la suppression du point de mesure réalisé au temps t_{i-1} et la masse m_{i-1} est ajoutée à la masse mi, ce qui permet en général de retrouver une courbe *M (t)* d'allure correcte.

• *Méthode 2*

Cette méthode consiste à ajuster numériquement sur les valeurs mesurées M_i une fonction continue *M(t)*, puis à résoudre analytiquement l'équation 1. La fonction *M(t)* doit vérifier les critères suivants :

- passer par l'origine, c'est-à-dire *M*(0) = 0 ou lim *M(t)* = 0 quand t tend vers 0
- être croissante, c'est-à-dire $dM(t)/dt > 0$,
- présenter une pente décroissante, c'est-à-dire $d^2M(t)/dt^2 < 0$,
- comporter un nombre de paramètres d'ajustement inférieur ou égal à 4 pour conserver des expressions simples et permettre un ajustement satisfaisant même avec un nombre limité de points M_i.

Le principe de cette méthode a initialement été introduit par SAINT-PIERRE *et al.* (1995), avec l'utilisation d'une fonction *M (t)* obtenue par régression logarithmique. Cependant la fonction logarithmique ne permettait pas un ajustement suffisamment précis des valeurs mesurées M_i. Cette méthode, et en particulier le choix de la fonction *M(t)*, ont par la suite été développés par BERTRAND-KRAJEWSKI (2001). Après avoir testé plusieurs dizaines

d'expressions mathématiques pour la courbe $M(t)$, BERTRAND-KRAJEWSKI (2001) a retenu l'expression suivante :

$$M(t) = \frac{b}{1 + \left(\frac{c}{t}\right)^d}$$

avec b, c et d, trois paramètres d'ajustement tels que $b > 0$, $c > 0$ et $d \in]0,1[$.

On en déduit :

$$S(t) = M(t) - t\frac{dM(t)}{dt} = \frac{b\left(1 + (1-d)\left(\frac{c}{t}\right)^d\right)}{\left(1 + \left(\frac{c}{t}\right)^d\right)^2}$$

Et donc, $$F(Vs) = 100\left(1 - \frac{S(t)}{Mtot}\right) \text{ où } Vs = \frac{H}{t}$$

et $Mtot$ est la masse totale de particules évaluée à partir de $Mtot = Md + Mf$ avec Md masse totale décantée à $t=t_N$ et Mf masse restant dans la colonne au temps t_N.

Les paramètres b, c et d sont déterminés par la méthode des moindres carrés, au moyen du solveur d'Excel. La *figure 5* présente un exemple de résultats de traitement des données par cette méthode.

• *Comparaison des deux méthodes de calcul*

Les deux méthodes de calcul ont été comparées pour quatorze échantillons d'eaux urbaines prélevés sur le bassin versant du Marais à Paris (deux effluents de temps sec, sept effluents unitaires de temps de pluie et cinq échantillons d'eaux de ruissellement de chaussée) et fractionnés suivant le protocole VICAS. Les résultats obtenus sont illustrés par deux exemples types en *figure 6*.

Pour les échantillons où le bilan de masse du fractionnement est correct (erreur inférieure à 10 %) les résultats obtenus par les deux méthodes de calculs sont comparables pour les vitesses de chute supérieures ou égales à H/t_{N-1}. L'écart relatif maximal observé pour la méthode 2 par rapport à la méthode 1 est de ±20 % sur les déciles $V30$ et $V50$.

Cependant, des écarts importants entre les deux méthodes de calcul peuvent apparaître pour les vitesses de chute les plus faibles ($V < H/tN\text{-}1$) correspondant aux derniers temps de calcul, en particulier dans le cas où une fraction importante de la masse de particules n'a pas décanté après le dernier temps de mesure (cas de la *figure 6 B*).

Cette différence est sans doute à imputer aux hypothèses faites quant à la vitesse de chute des particules restant dans la colonne et qui diffèrent entre les deux méthodes. La méthode 1 suppose que toutes les particules restant dans la colonne sont décantables au bout d'un temps t_{N+1} de décantation très long. Dans le cas de la méthode 2,

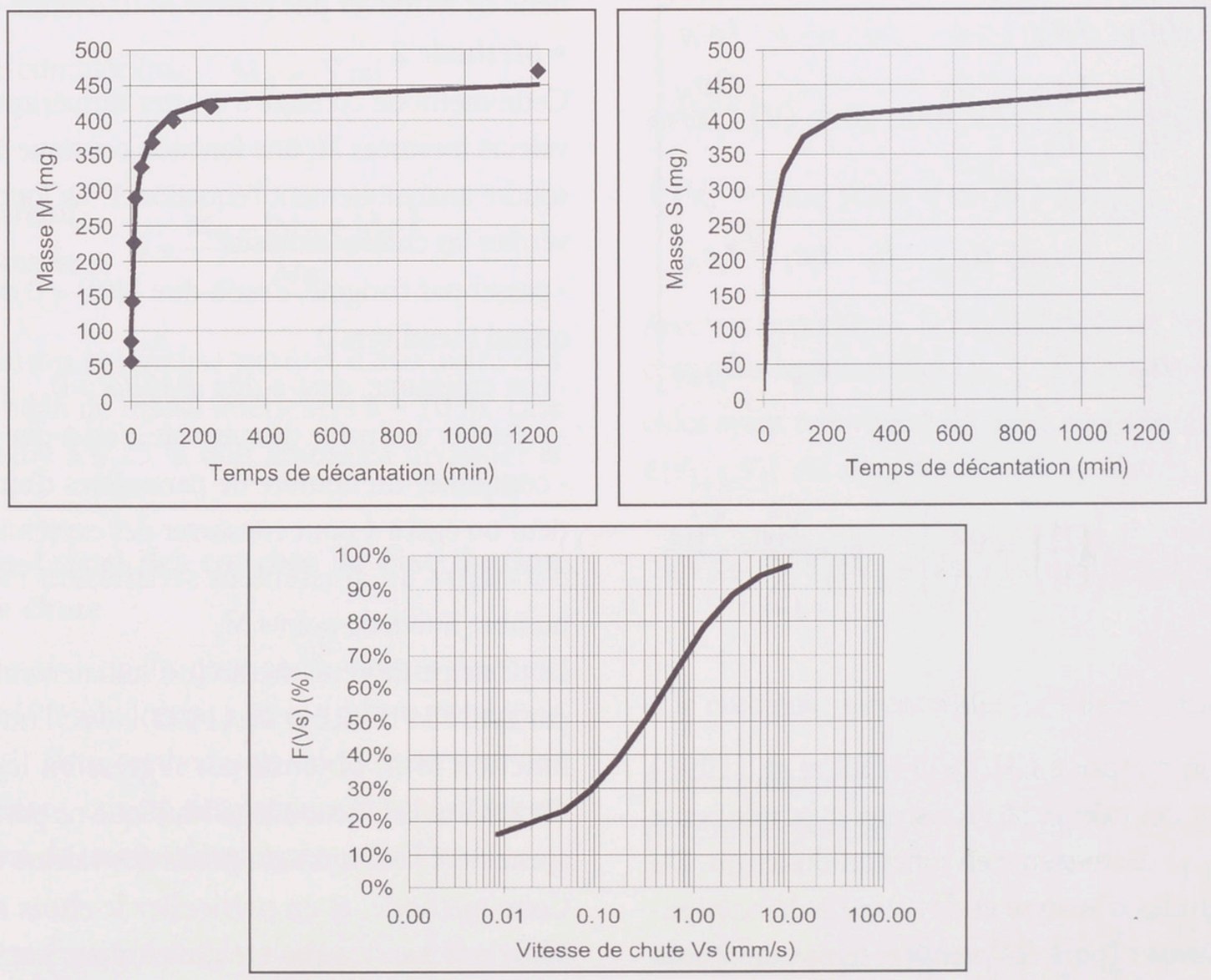


Figure 5. Exemple d'ajustement de la fonction *M(t)* et résultats obtenus pour *S(t)* et *F(Vs)*

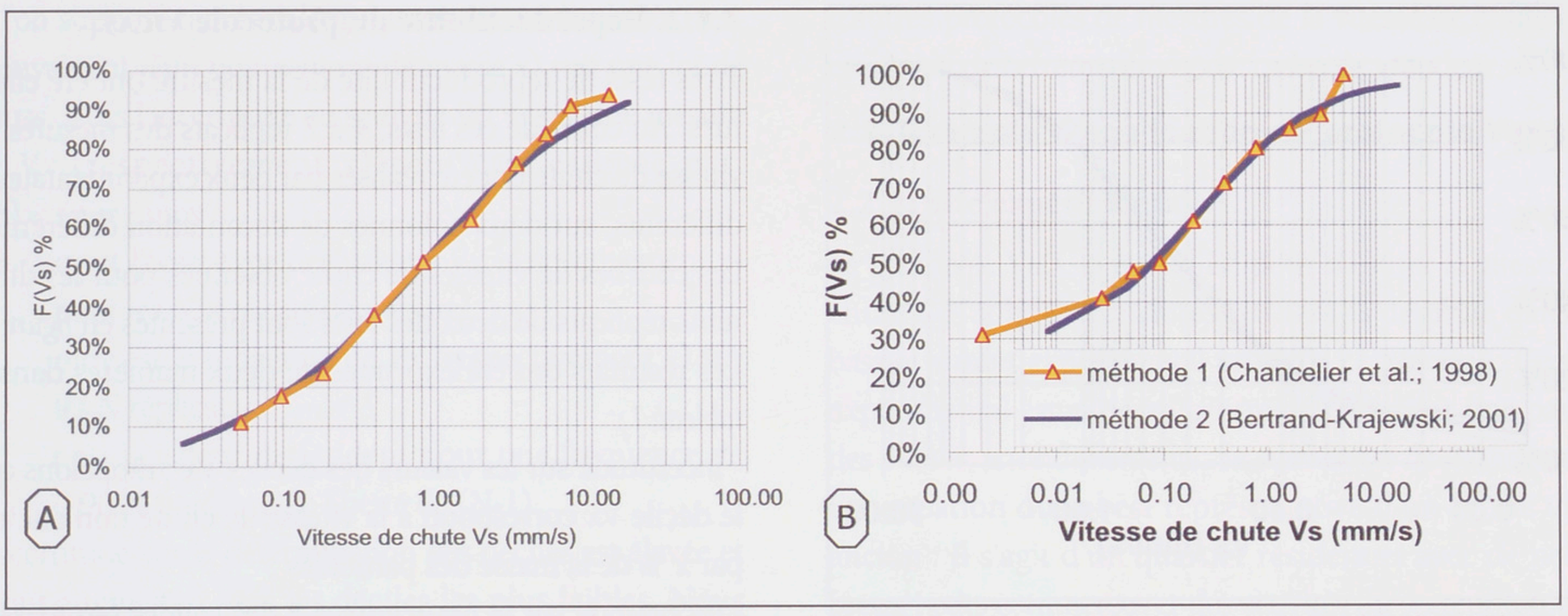


Figure 6. Comparaison des résultats obtenus avec les méthodes de calcul CHANCELIER *et al.* (1998) et BERTRAND-KRAJEWSKI (2001)

la masse $M(t)$ ajustée tend vers une asymptote b, qui est déterminée par calage de la courbe. Cette valeur b est dans la plupart des cas inférieure à $Md+Mf$, ce qui revient à considérer qu'une fraction des particules n'est pas décantable. CHANCELIER (1998) note par ailleurs que la valeur calculée pour $F(V_{N+1})$ est sensible au choix du temps t_{N+1}. La portion de la courbe de vitesse de chute comprise entre V_N et V_{N+1} ne doit donc pas être prise en considération lors de l'exploitation des résultats issus du calcul par la méthode 1. De même, dans le cas de la méthode 2, il convient de toujours vérifier la qualité de l'ajustement obtenu pour le dernier point de mesure et de ne pas extrapoler la fonction $M(t)$ ajustée au-delà du dernier temps de mesure t_N.

Quelle que soit la méthode de calcul retenue, il convient de limiter la masse finale Mf en adaptant la durée totale de la décantation en fonction du type d'échantillon étudié et d'être très prudent dans l'interprétation des résultats si la masse finale Mf excède 25 à 30 %.

Afin de faciliter l'utilisation du protocole VICAS dans les milieux opérationnels, un manuel de l'utilisateur a été rédigé [GROMAIRE et CHEBBO 2003], au quel est joint une feuille de calcul automatisée sur Excel permettant une mise en œuvre simple de la méthode 2 d'exploitation des résultats. Il peut être obtenu auprès de l'AESN ou du CEREVE.

2. Validation du protocole VICAS

2.1. Évaluation de l'incertitude de mesure des vitesses de chute

2.1.1. Sensibilité de la mesure aux incertitudes d'analyse

CHANCELIER *et al.* (1998) ont évalué l'incertitude sur le résultat de distribution de vitesse de chute induite par l'incertitude d'analyse lors de la détermination des masses des différentes fractions. Si l'on considère que l'incertitude d'analyse est une incertitude relative, tirée dans une loi normale d'écart-type 10 %, alors les écarts-types sur $F(V)$ pour une vitesse donnée varient entre 4 % pour les vitesses les plus élevées à 11 % pour les vitesses les plus faibles.

Dans le cas où le calcul est effectué par la méthode BERTRAND-KRAJEWSKI (2001), l'influence des incertitudes d'analyse a été évaluée. sur la base de la courbe

$$M(t) = \frac{b}{1+\left(\frac{c}{t}\right)^{d}}$$

d'un échantillon type, présentant un bilan de masse correct et une masse finale Mf faible. Les masses mi correspondant à chaque temps de mesure ont été calculées à partir de $mi = M(t_i)-M(t_{i-1})$. Si l'on considère l'incertitude d'analyse des MES alors la valeur estimée de mi vaut $\tilde{m}_i = m_i(1+\varepsilon_i)$ où ϵi est une erreur aléatoire tirée dans une loi normale de moyenne 0 et d'écart type 10 %, de même $\tilde{C}_0 = C_0(1+\varepsilon_0)$ et $\tilde{C}_f = C_f(1+\varepsilon_f)$. Le calcul de la vitesse de chute a alors été réitéré 16 fois, en tirant à chaque fois des valeurs aléatoires des εi, ε_0 et ε_f. Les résultats montrent que l'écart type relatif sur $F(V)$ augmente vers les vitesses de chute les plus faibles : il varie de 0,1 % pour la vitesse de chute la plus forte à 20,6 % pour la vitesse de chute la plus faible. La *figure 7* présente la courbe de vitesse de chute initiale et l'enveloppe correspondant à l'intervalle de confiance à 90 % obtenu sur $F(V)$.

Quelle que soit la méthode de calcul utilisée, la détermination des vitesses de chute paraît donc relativement peu sensible à l'incertitude d'analyse des MES.

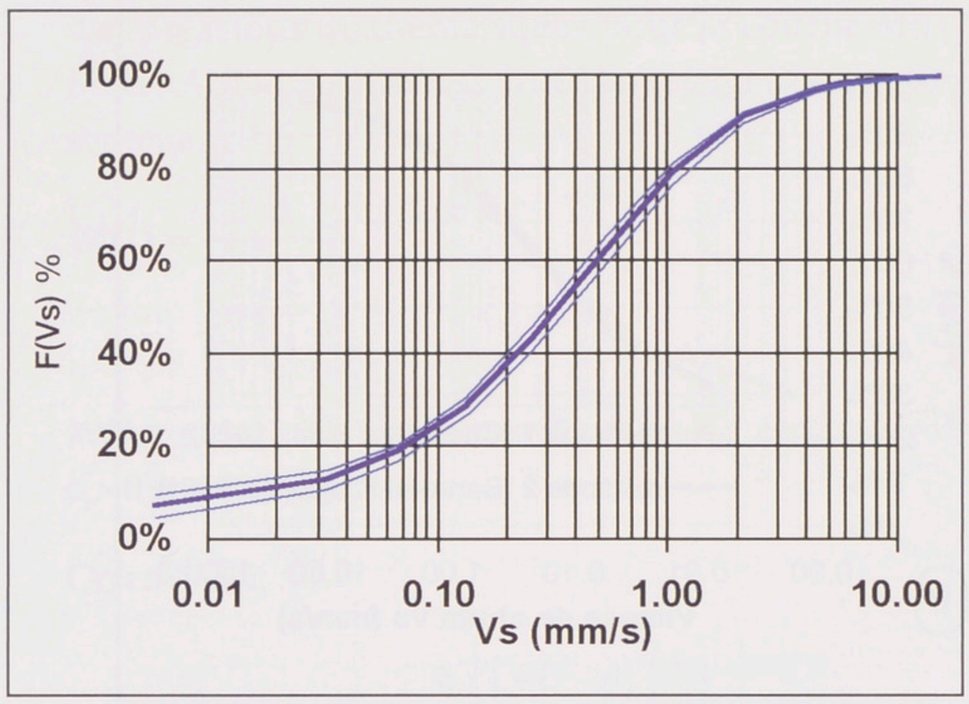


Figure 7. Courbe de vitesse de chute théorique et intervalle de confiance à 90 % dû à la prise en compte d'une incertitude d'analyse d'écart-type 10 %

2.1.2. Reproductibilité du protocole VICAS

Trois tests de reproductibilité de la mesure ont été effectués. Au cours de ces tests, 4 à 7 réplicats des mesures de vitesse de chute ont été réalisés par deux expérimentateurs différents, sur deux colonnes de décantation différentes. Les courbes de vitesses de chute obtenues pour les différents réplicats de deux des tests sont présentés en *figure 8*. Les résultats ont été exprimés de deux manières dans le *tableau I* :

- incertitude sur les valeurs des déciles *Vx* ; rappelons que le décile *Vx* correspond à la vitesse de chute non atteinte par *x* % de la masse des particules ;
- incertitude sur le pourcentage *x* des solides (en masse), ayant une vitesse de chute inférieure à *Vx*.

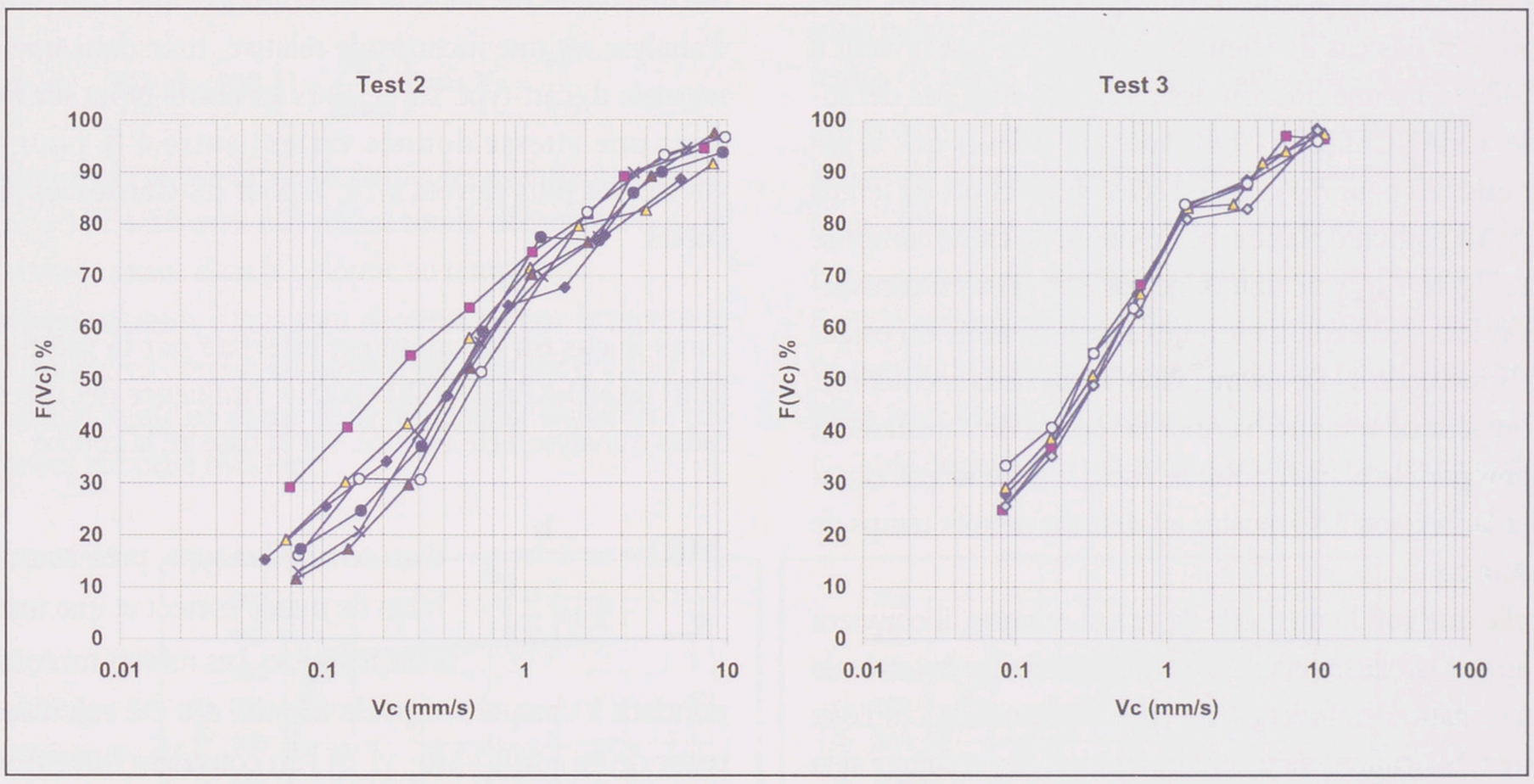


Figure 8. Résultats de deux des tests de répétabilité

	Test 1		Test 2		Test 3	
Nombre de réplicats	4		7		5	
Concentration initiale	72 mg/l ± 3 %		121 mg/l ± 11 %		283 mg/l ± 3 %	
	σ /moy	E90	σ /moy	E90	σ /moy	E90
V30	-	-	27,1 %	±53 %	11,5 %	± 24 %
V40	-	-	20,4 %	±40 %	10,6 %	± 23 %
V50	14,1 %	± 33 %	14,8 %	±29 %	12,4 %	± 26 %
V80	19,7 %	± 46 %	16,1 %	±31 %	5,7 %	± 12 %
% < 0,04 mm/s	15,5 %	± 36 %	29,5 %	±37 %	13 %	± 28 %
% < 0,4 mm/s	3,3 %	± 8 %	13,3 %	±18 %	4,4 %	± 9 %
% < 4 mm/s	1,9 %	± 4 %	3,6 %	±7 %	2,5 %	± 5 %

Tableau I. Évaluation de l'incertitude sur la mesure des vitesses de chute

Si l'on suppose que la valeur mesurée d'un décile *Vx* (respectivement d'un pourcentage de masse *x*) suit une loi de Gauss, alors l'incertitude au seuil de 90 % sur une mesure de *Vx* (respectivement *x*) peut être estimée par:

$E90 = \pm t\,\sigma / moy$

où : σ est l'écart-type des valeurs *Vx* (respectivement *x*) pour les *N* réplicats de mesure,

moy est la moyenne de *Vx* (respectivement *x*) sur les *N* réplicats,

t est la valeur de Student pour une fréquence de 0,90 et un degré de liberté de (*N*-1).

L'incertitude sur la détermination des déciles est élevée et parait augmenter vers les déciles les plus faibles. Nous considèrerons par la suite une incertitude de ± 30 % sur les déciles supérieurs à *V*40 et de ± 40 % sur les déciles inférieurs à *V*40.

La figure 9 montre l'incertitude relative sur le pourcentage

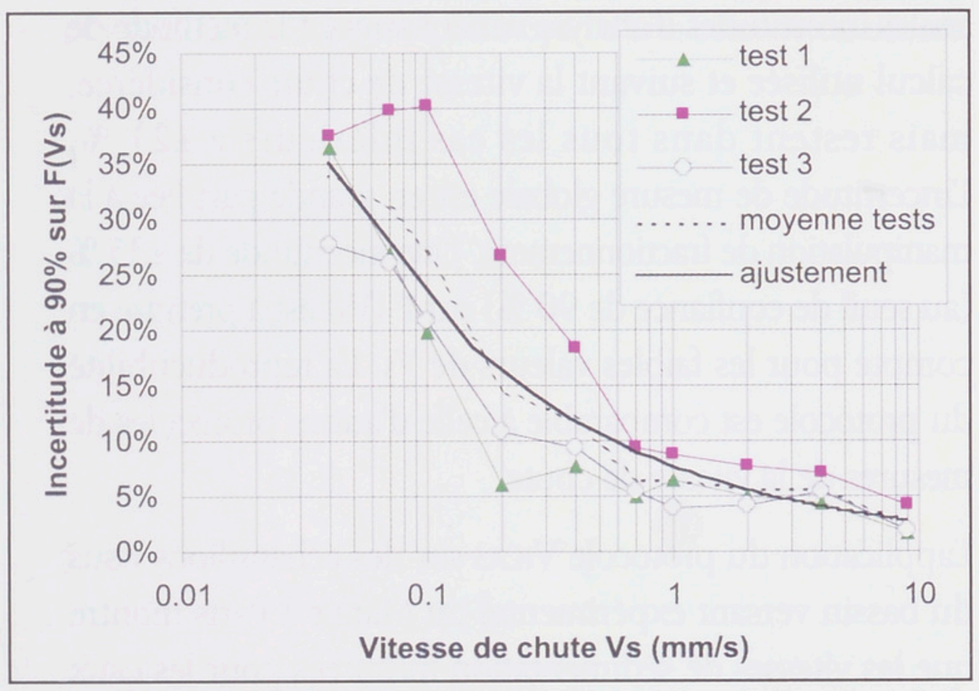


Figure 9. incertitude à 90 % sur *F (Vs)*, en fonction de la valeur de la vitesse de chute *Vs*

de masse *F (Vs)* en fonction de la valeur de la vitesse de chute *Vs*, pour chacun des trois tests ainsi qu'en moyenne sur les trois tests. On voit que l'incertitude relative est d'autant plus grande que les vitesses de chute considérées sont faibles : elle varie de ±5 % pour les vitesses de chute les plus élevées à ±35 % pour *Vs* = 0,04 mm/s. À partir de la moyenne des résultats des trois tests, nous avons ajusté la fonction puissance suivante :

$E90 = \pm 7{,}62\ Vs^{-0{,}47}$ (%).

On remarquera que l'incertitude évaluée expérimentalement est nettement supérieure à l'incertitude évaluée théoriquement en ne tenant compte que de l'effet de l'incertitude d'analyse des MES. L'incertitude globale est donc en grande part imputable aux incertitudes liées à la manipulation de fractionnement. Il convient d'en tenir compte lors de l'interprétation des résultats.

Notons que les tests de reproductibilité effectués avec d'autres protocoles de mesures de la vitesse de chute ont conduit à des erreurs du même ordre de grandeur.

2.2. Exemple d'application du protocole VICAS

2.2.1. Site expérimental

Le protocole VICAS a été utilisé pour mesurer la vitesse de chute des solides transférés par temps de pluie dans le bassin versant expérimental urbain « Le Marais ». Ce site expérimental est situé au centre de Paris, sur une partie des 3e et 4e arrondissements. Sa surface est de 42 hectares. L'occupation du sol est représentative d'un centre ville ancien : Il s'agit d'un quartier résidentiel avec de nombreux petits commerces et des activités du secteur tertiaire mais peu d'activités industrielles. La répartition des surfaces est la suivante : toitures 54,5 %, chaussées 22,5 %, squares, cours et jardins 23 %. Le coefficient de ruissellement est d'environ 0,78 et la pente moyenne du bassin est de 0,84 %. L'habitat est dense avec une population totale de 12 400 habitants. Ce bassin possède un réseau d'assainissement unitaire, ramifié et entièrement visitable, muni d'avaloirs non sélectifs pour le drainage des chaussées. Il comprend trois collecteurs à banquettes, d'une longueur totale de 1,8 km, drainant une cinquantaine d'égouts élémentaires, d'une longueur totale de 5,8 km. La pente moyenne des égouts est de 0,8 % alors que celle des collecteurs est inférieure à 0,1 %.

2.2.2. Résultats obtenus

Les solides en suspension dans les eaux de ruissellement du Marais, avant transfert dans le réseau, présentent des vitesses de chute relativement faibles dans l'ensemble et extrêmement variables d'un événement à un autre, ce qui rend difficile la mise en œuvre de processus de traitement basés sur la décantation. Cette faible décantabilité signifie par ailleurs qu'une fraction élevée des particules en suspension dans les eaux de ruissellement n'est pas susceptible de sédimenter dans le réseau d'assainissement et ne ferait qu'y transiter vers le milieu récepteur.

Les vitesses de sédimentation mesurées pour les eaux de temps de pluie à l'exutoire du bassin versant sont nettement supérieures à celles des eaux usées et supérieures à celles des eaux de ruissellement. Cette augmentation est à relier à l'importance et à la nature des particules érodées à l'intérieur du réseau durant l'événement pluvieux. La vitesse de chute médiane V50 varie, dans 80 % des cas, entre 0,4 et 2,1 m/h et une proportion de 17 % à 39 % des particules décante avec une vitesse de chute inférieure à 0,07 m/h. Les vitesses de sédimentation des matières volatiles diffèrent peu de celles des matières en suspension.

Nous avons également noté une forte variabilité des distri-

butions par classes de vitesses de chute en fonction des caractéristiques de l'événement pluvieux. On constate par ailleurs qu'il existe une relation linéaire entre le *V*50 et la concentration en MES, phénomène qui avait déjà été observé par [CHEBBO, 1992]. Il semble que les pluies entraînant les charges de MES les plus élevées véhiculent également une plus grande proportion de solides facilement décantables.

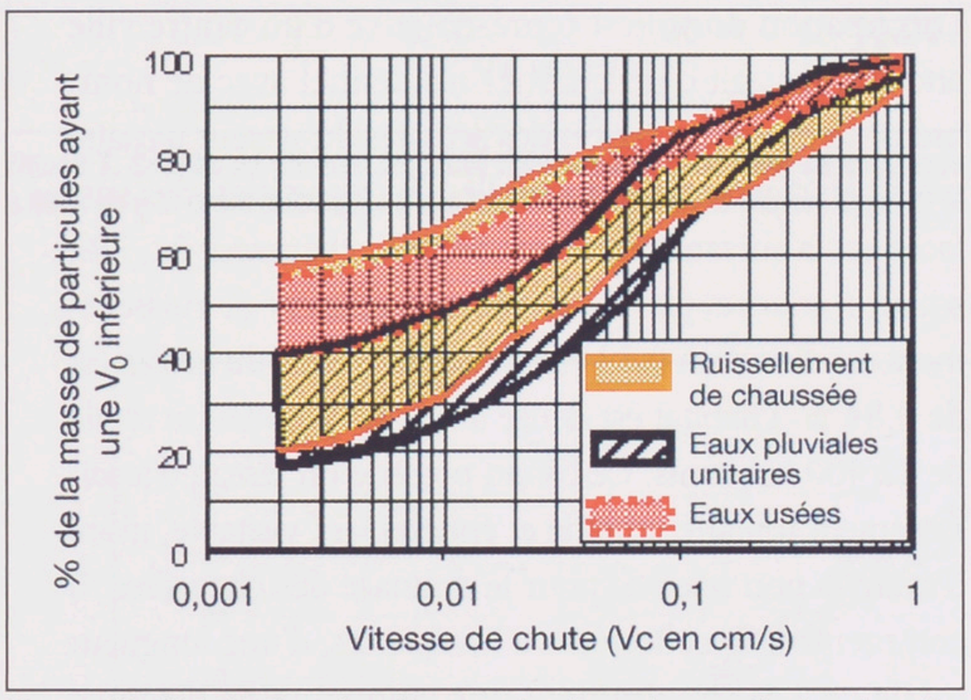


Figure 10. Distribution des vitesses de chute des particules dans les eaux usées de temps sec, les eaux de ruisellement de chaussée et les effluents de temps de pluie à l'exutoire du réseau (fuseau correspondant à 80 % des événements pluvieux)

Conclusions

Le CEREVE a mis au point, validé et utilisé un nouveau protocole appelé "VICAS". Il permet le mesurage des vitesses de chute des MES dans les effluents urbains en respectant le cahier des charges suivant :

- réalisation de la mesure immédiatement après collecte de l'échantillon,
- pas de prétraitement de l'échantillon avant la mesure,
- volume d'échantillon réduit (5 litres),
- mise en œuvre simple ne nécessitant qu'un seul opérateur,
- durée de la mesure réduite (4 à 5 heures),
- appareil de mesure peu onéreux et peu encombrant.

Le protocole VICAS est fondé sur le principe de la suspension homogène de type A. On détermine tout d'abord la masse *M (t)* des solides ayant décanté dans le fond de la colonne en fonction du temps. Ensuite, 2 modèles sont proposés pour passer de *M (t)* à *F (Vs)* qui indique le pourcentage cumulé F (en %) de la masse totale de particules ayant une vitesse de chute inférieure à *Vs* (en mm/s). Les calculs sont réalisés de manière automatique par deux macros Excel associées au protocole.

La validation du protocole a permis d'évaluer la sensibilité de la mesure aux incertitudes d'analyse et la reproductibilité du protocole. Les écarts-types sur *F (Vs)* induits par les seules incertitudes d'analyse varient suivant la méthode de calcul utilisée et suivant la vitesse de chute considérée, mais restent dans tous les cas inférieurs à ±21 %. L'incertitude de mesure globale est en grande part liée à la manipulation de fractionnement. Une incertitude de ±35 % (au seuil de confiance de 90 %) sur *F (Vs)* est à prendre en compte pour les faibles valeurs de *Vs*. La reproductibilité du protocole est comparable à celle d'autres protocoles de mesures de la vitesse de chute.

L'application du protocole VICAS sur des échantillons issus du bassin versant expérimental du Marais à Paris montre que les vitesses de sédimentation mesurées pour les eaux de temps de pluie à l'exutoire du réseau d'assainissement sont nettement supérieures à celles des eaux usées et supérieures à celles des eaux de ruissellement. Cette augmentation est à relier à l'importance et à la nature des particules érodées à l'intérieur du réseau d'assainissement durant l'événement pluvieux.

Bibliographie

AIGUIER E., CHEBBO G., BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L., HEDGES P., TYACK J.N. (1996). "Methods for determining the settling velocity profiles of solids in storm sewage". *Water Science and Technology,* 33(9), p. 117-127.

BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. (1994). "Pollution des rejets urbains par temps de pluie : synthèse générale". Le Pecq (France) : CIRSEE Lyonnaise des Eaux, rapport, novembre 1994, 137 p.

BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. (2001). "Détermination des vitesses de chute des polluants des rejets urbains par ajustement numérique de la courbe *M(t)* pour le protocole VICTOR". Rapport INSA, Lyon, mars 2001, 62 p.

BROMBACH H., MICHELBACH S., WÖHRLE C. (1993). "Feststoffe in der Mischwasserkanalisation. *Sonderdruck aus Korrespondenz Abwasser*", n°12, p. 1910-1926.

CHANCELIER J.-P., CHEBBO G., LUCAS-AIGUIER E. (1998). "Estimation of settling velocities". *Water Research,* vol. 32, n°11, p.3461-3471.

CHEBBO G. (1992). "Solides des rejets pluviaux urbains, caractérisation et traitabilité". Thèse de doctorat, ENPC, Paris, France, 413 p. + annexes.

GROMAIRE-MERTZ M.-C. (1998). "La pollution des eaux pluviales urbaines en réseau d'assainissement unitaire. Caractéristiques et origines". Thèse de doctorat, ENPC, Paris, France, 503 p. + annexes.

GROMAIRE-MERTZ M.-C., CHEBBO G. (2003). "Mesure de la vitesse de chute des particules en suspension dans les effluents urbains. Protocole VICAS. Manuel de l'utilisateur". Rapport CEREVE/AESN 32 p.

HEDGES P., CHEBBO G. (1995). "Recommendations for the

presentation and the description of stormwater and sewage solids settling velocities". Task group at the IAWQ/IAHR International Conference on Sewer Solids, Dundee, Scotland, September 1995.

LUCAS-AIGUIER E. et CHEBBO G. (1995). "Protocole de mesure de la pollution par classe de vitesse de chute des solides en suspension dans les effluents urbains de temps de pluie. Analyse bibliographique". Rapport provisoire CERGRENE/AESN, Noisy-le-Grand, 78 p.

LUCAS-AIGUIER E., CHEBBO G., BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L., GAGNÉ B., HEDGES P. (1998). "Analysis of the methods for determining the settling characteristics of sewage and stormwater solids". *Water science and Technology,* vol.37, n°1, p.53-60.

PISANO W.C. (1996). Summary: "United States "sewer solids" settling characterization methods, results, uses and perspective". *Water science and Technology,* vol.33, n°9, p.109-115.

TYACK N., HEDGES P., SMISSION R. (1992). "The use of sewage settling velocity grading in combined sewer overflow design". Proceedings of conference NOVATECH'92, Lyon, November 1992, p. 341-348.

SAINT-PIERRE S., CHEBBO G. et LUCAS-AIGUIER E. (1995). "Analyse des méthodes de mesure de la vitesse de chute des solides des rejets urbains de temps de pluie". Rapport d'étude de CERGRENE, AESN, décembre 1995, 106 p.

Résumé

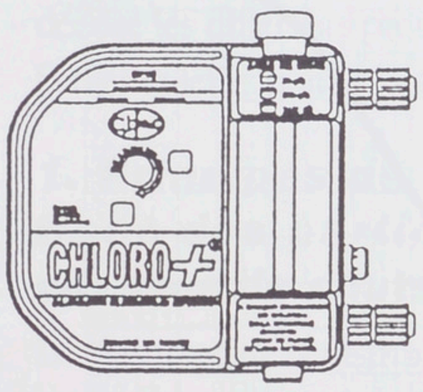
G. CHEBBO, M.-C. GROMAIRE, E. LUCAS. Protocole VICAS - mesure de la vitesse de chute des MES dans les effluents urbains

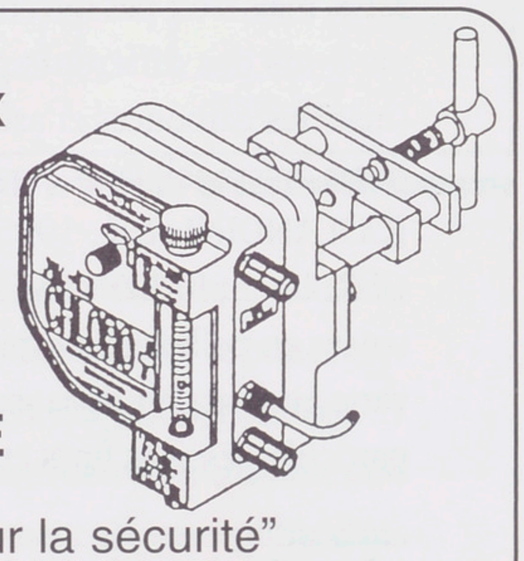
Afin de répondre au besoin d'un protocole de mesure opérationnel des distributions de vitesses de chute des particules dans les effluents urbains, le CEREVE a développé et validé le protocole VICAS. Il permet, au moyen d'une colonne de décantation peu encombrante, peu coûteuse et simple à manipuler, de faire la mesure de vitesse de chute des MES immédiatement après la collecte d'un échantillon de volume réduit (4,5 l), sans opération de prétraitement. Deux méthodes de traitement des données de mesure ont été développées, et peuvent être mises en œuvre facilement grâce à des macros développées sous Excel. Des tests ont été réalisés afin d'évaluer l'incertitude de mesure liée au protocole.

CIFEC INFO 305 F

Matériel de désinfection des Eaux

CHLORO +®





Le seul chloromètre au monde injecté en polymère fluoré.

+ de QUALITÉ + de PRÉCISION

= + de SÉCURITÉ et – de MAINTENANCE

"Quand il s'agit de chlore, on ne transige pas sur la sécurité"

FABRICATION 100% FRANÇAISE
Tout en "Chloraflon®"
garantie 5 ans

Echanger votre chloromètre contre un "CHLORO +®" : prudente et sage décision

Documentation sur demande à : Cifec **CIFEC** - 12 bis, rue du Commandant-Pilot - F92200 NEUILLY-SUR-SEINE, FRANCE
Tél. 33 (0)1 4640 4949 - Fax 33 (0)1 4640 0087 - E-mail : info@cifec-sa.fr - Web : www.cifec-sa.fr

Répartition des polluants des eaux urbaines par classes de vitesses de chute.
Partie A : description des protocoles de mesure

■ G. CHEBBO[1,2], J.-L. BERTRAND-KRAJEWSKI[3], M.-C. GROMAIRE[1], N. AIRES[4]

Mots-clés : Décantation, eaux urbaines, vitesse de chute, mesure, polluants, protocoles

Introduction

Les recherches effectuées sur les rejets urbains par temps de pluie ont mis en évidence que les particules en suspension constituent le principal vecteur des polluants [MARSALEK, 1985 ; HERRMANN et KARI, 1990 ; CHEBBO, 1992 ; BERTRAND-KRAJEWSKI, 1994 ; GROMAIRE-MERTZ, 1998] et que la décantation peut être un moyen efficace de traitement [CHEBBO, 1992 ; MICHELBACH et WÖHRLE, 1993 ; PISANO, 1996]. Or, pour concevoir, dimensionner et gérer les ouvrages de traitement par décantation, une bonne connaissance de la vitesse de sédimentation des polluants est nécessaire.

À l'heure actuelle, ces ouvrages sont dimensionnés en se référant à des mesures de la répartition en masse des MES par classes de vitesses de chute, répartition appelée courbe ou profil de vitesses de chute. Cette donnée permet d'évaluer l'efficacité des ouvrages en termes de décantation des MES, mais n'est pas forcément représentative de l'efficacité vis-à-vis des différents polluants liés à ces particules (matières carbonées et azotées, métaux lourds, hydrocarbures, micropolluants organiques). En effet, divers travaux [COLANDINI *et al.*, 1995 ; SANSALONE et BUCHBERGER, 1997 ; KREIN et SCHORER, 2000] indiquent que la teneur en polluants organiques et minéraux des particules varie en fonction de la granulométrie des particules, les particules les plus fines étant usuellement les plus contaminées en micropolluants. De ce fait, la distribution de vitesses de chute des différents polluants est susceptible de différer de celle des matières en suspension. Cependant les connaissances actuelles sur la distribution des polluants par classes de vitesses de chute sont extrêmement limitées et la réalisation de campagnes de mesures s'avère indispensable.

Les profils de vitesses de chute sont obtenus en fractionnant par classes de vitesses de chute une suspension en eau calme, dans une ou plusieurs colonnes de décantation. Les courbes résultantes (une courbe par polluant) ont pour ordonnée le pourcentage en masse des polluants dont la vitesse de chute est inférieure à la vitesse de chute donnée en abscisse (voir *figure 1*). La répartition des polluants par classes de vitesses de chute est utilisée comme donnée d'entrée des outils de simulation, du modèle de Hazen jusqu'aux codes de transport solide les plus complexes.

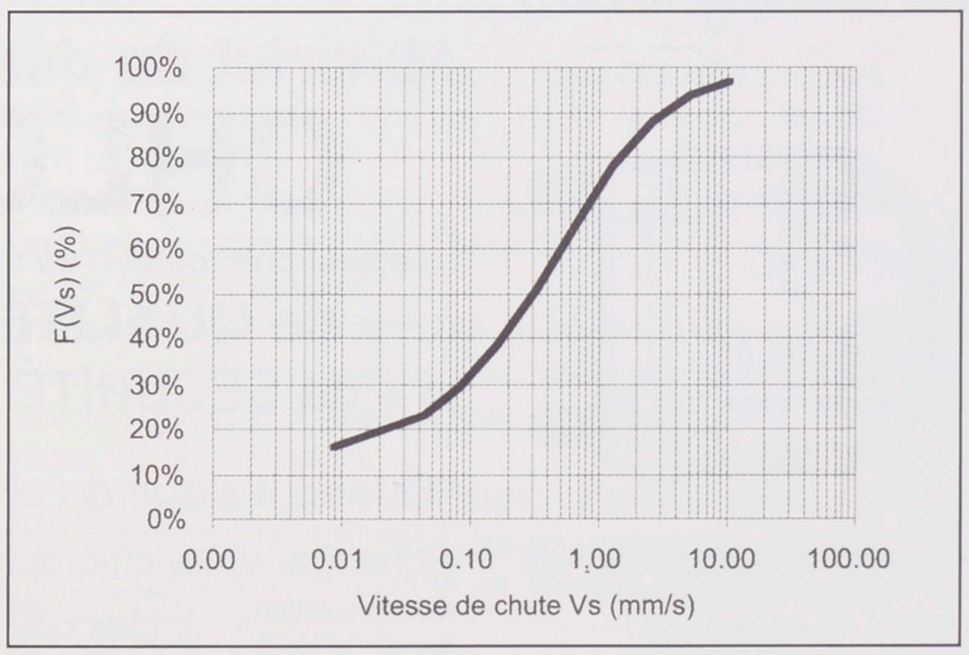


Figure 1. Exemple de courbe de distribution de vitesse de chute

1. CEREVE (ENPC-ENGREF-UPVM), 6-8 av. Blaise Pascal, 77455 Marne-la-Vallée, cedex 2, France.
2. Faculté de Génie, Université libanaise, Beyrouth, Liban.
3. URGC-Hydrologie urbaine, INSA, Lyon.
4. AESN, 51 rue Salvador Allende, 92027 Nanterre cedex.

Pour fractionner par classes de vitesses de chute les polluants contenus dans les effluents urbains, différents protocoles ont été développés par plusieurs équipes de recherche [BENOIST et LIJKLEMA, 1990 ; TYACK *et al.*, 1992, MICHELBACH et WÖHRLE, 1993 ; PISANO, 1996 ; LUCAS-AIGUIER *et al.* 2000]. Les résultats publiés indiquent des ordres de grandeurs très variables pour les vitesses de chute [LUCAS-AIGUIER *et al.*, 1998 ; BHOURI, 2003]. Deux causes principales non exclusives peuvent être proposées pour expliquer ces différences :

- les rejets étudiés peuvent avoir des caractéristiques très variables, indépendamment des protocoles utilisés, puisqu'ils ont été collectés sur des bassins versants très variés : les différences observées ne seraient que le reflet de cette variabilité naturelle ;
- les protocoles, les appareils et les modes opératoires de fractionnement des polluants par classes de vitesses de chute sont différents et peuvent conduire, pour les mêmes rejets, à des résultats hétérogènes : les différences observées ne seraient que le reflet de celles des protocoles expérimentaux.

Compte tenu de ce contexte, le CEREVE [LUCAS et CHEBBO, 1995], en partenariat avec l'Agence de l'eau Seine Normandie, l'INSA de Lyon, le CTIA (Lyonnaise des eaux, France), CEGEO (bureau d'études, Canada), le département de génie civil de l'université d'Aston au Royaume-Uni, la Direction de l'eau et de l'assainissement de Seine-Saint-Denis, la Direction des services de l'eau et de l'assainissement du Val-de-Marne et le SAN de Saint-Quentin a décidé d'étudier de manière approfondie les appareils et les protocoles proposés pour mesurer la répartition des polluants par classes de vitesses de chute. L'objectif était de pouvoir choisir, à la fin de cette recherche, un protocole de mesure qui soit représentatif, fiable, simple et rapide à mettre en œuvre dans le cadre des études sur le transport et la gestion des polluants dans les réseaux d'assainissement.

Cet article présente une synthèse de l'analyse bibliographique des protocoles de mesure. Elle a pour objectif de décrire les différents protocoles et d'identifier leurs points faibles et leurs points forts.

1. Principes de mesure des distributions des particules par classes de vitesses de chute

Le mesurage de la distribution des polluants par classes de vitesses de chute est effectué en eau calme dans des colonnes de décantation. Deux principes différents peuvent être mis en œuvre pour fractionner les particules en fonction de leur vitesse de chute.

- Le principe de la couche surnageante (figure 2)

Au début du mesurage, les particules sont réparties en une couche mince à la surface du fluide en haut de la colonne de décantation. Elles décantent et atteignent le plan de mesure par ordre de vitesses de chute décroissantes. La fraction massique des particules *F*i qui ont décanté au temps *t* peut être directement tracée en fonction de leur vitesse de chute *V*si = *h*/*t*.

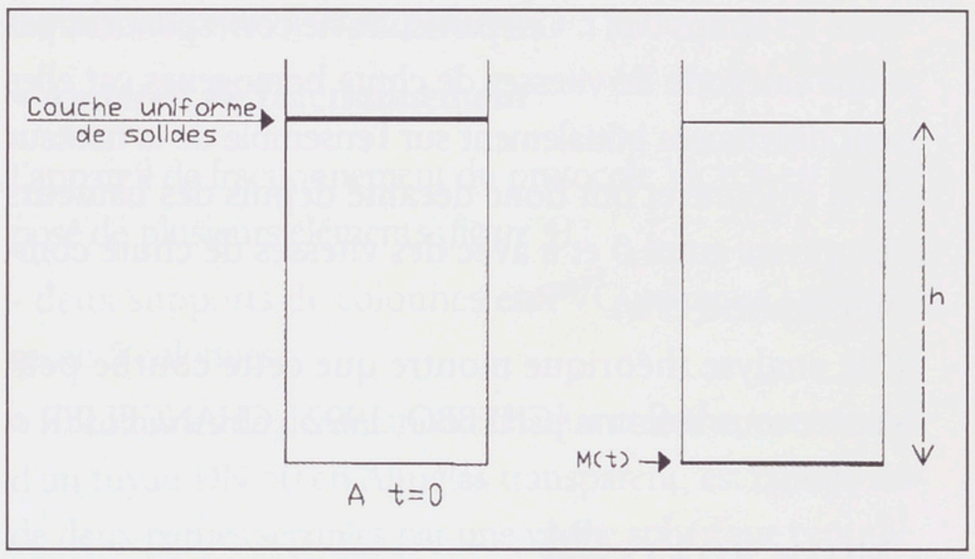


Figure 2. Principe de la couche surnageante

- Le principe de la suspension homogène (figure 3)

On analyse une suspension dans laquelle, au début du mesurage, les particules sont réparties de façon homogène sur toute la hauteur de décantation. Deux techniques différentes peuvent ensuite être employées pour suivre la chute des polluants. Est mesurée, soit la masse qui décante au fond de la colonne (type A), soit la concentration des polluants à une ou plusieurs hauteurs dans la colonne (type B).

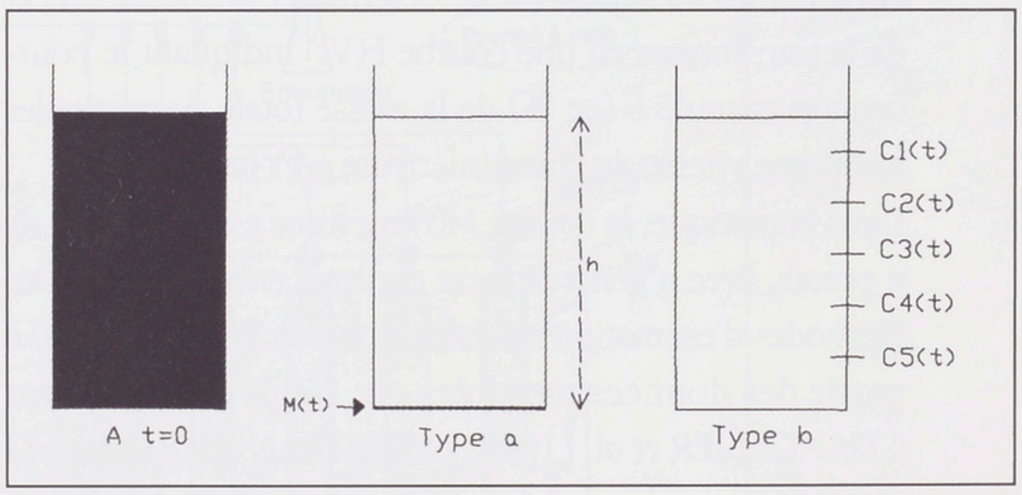


Figure 3. Les deux protocoles fondés sur le principe de suspension homogène

Les protocoles par couche surnageante nécessitent un prétraitement important de l'échantillon (suivant le protocole : décantation en cône d'Imhoff, centrifugation, tamisage…) pour concentrer les particules qui seront introduites en haut de la colonne. Ce prétraitement est susceptible d'induire des modifications sensibles des caractéristiques des particules (agglomération notamment) et donc de leurs vitesses de chute [AIGUIER *et al.*, 1996 ; LUCAS-

AIGUIER *et al.*, 1996 ; LUCAS-AIGUIER *et al.*, 1998]. C'est pourquoi nous ne nous intéresserons ici qu'aux protocoles de mesure par suspension homogène de types A et B.

1.1. Protocole " suspension homogène de type A " : mesurage de la masse décantée au pied de la colonne en fonction du temps

Dans le cas du protocole de type A, on détermine la masse $M(t)$ des particules ayant décanté dans le fond de la colonne entre les temps 0 et t. Ces particules ne correspondent pas à une catégorie de vitesses de chute homogènes car elles sont distribuées initialement sur l'ensemble de la hauteur de la colonne et ont donc décanté depuis des hauteurs comprises entre 0 et h avec des vitesses de chute comprises entre 0 et h/t.

Une analyse théorique montre que cette courbe peut s'écrire sous la forme [CHEBBO, 1992 ; CHANCELIER *et al.* 1998] :

$$M(t) = S(t) + t \times \frac{dM}{dt}$$

avec :

$M(t)$ la masse cumulée de particules décantées au niveau du plan de mesure entre les temps 0 et t ;

$S(t)$ la masse de particules décantées au temps t avec une vitesse de chute supérieure à h/t

tdM/dt la masse de particules décantées au temps t avec une vitesse de chute inférieure à h/t (et donc situées à une distance d au plan de mesure inférieure à h), où h est la hauteur de décantation maximale (hauteur d'eau dans la colonne).

L'objectif du mesurage est de déterminer la courbe $S(t)$ et de la transformer en une courbe $F(Vs)$ indiquant le pourcentage cumulé F (en %) de la masse totale de particules ayant une vitesse de chute inférieure à Vs (en mm/s).

Dans la pratique, la courbe $M(t)$ mesurée est constituée de n points, avec n généralement compris entre 7 et 15. Des méthodes d'estimation mathématique de $S(t)$ et de $F(Vs)$ à partir des données mesurées ont été développées par CHANCELIER *et al.* (1998) et BERTRAND-KRAJEWSKI (2001).

Le principe de mesure par suspension homogène de type A est celui mis en œuvre dans le protocole VICAS, qui a été validé dans le cas du mesurage de la distribution des MES par classes de vitesses [CHEBBO *et al.* dans ce *TSM*].

1.2. Protocole " suspension homogène de type B " : mesurage de l'évolution de la concentration à une ou plusieurs hauteurs dans la colonne

Ce protocole consiste à déterminer la concentration $C(t)$ de la suspension après un temps de décantation t, en une ou plusieurs hauteurs de chute hi. En théorie deux méthodes d'exploitation sont possibles :

- mesure de la concentration Ci à différentes hauteurs hi au temps t (ou à différents temps ti pour permettre de couvrir une large gamme de vitesses de chute des particules). Soit Vsi, la vitesse de chute des particules qui décantent sur une hauteur hi en un temps t (ou aux temps ti) ; le pourcentage de particules dont la vitesse de chute est inférieure à Vsi est égal à $100*Ci/C_0$ avec C_0 la concentration de la suspension au temps t = 0 ;
- mesure de la concentration $C(ti)$ à une hauteur fixe h dans la colonne au bout de n temps de décantation ti ; le pourcentage de particules ayant une vitesse de chute inférieure à $Vsi = h/ti$ est alors donné par $F(Vsi) = 100*C(ti)/C_0$.

Le protocole de suivi de la concentration au cours du temps à une hauteur fixe est mis en œuvre dans la méthode de la pipette d'Andreasen, qui fait l'objet de la norme AFNOR NF X 11-681 (1987). Cette norme fait office de méthode de référence dans le cadre des méthodes de mesure de la décantation de particules fines et relativement homogènes.

2. Mise en œuvre du principe de mesure par suspension homogène pour le mesurage de la distribution des polluants par classes de vitesses de chute

La principale difficulté dans le mesurage de la distribution des polluants par classes de vitesses de chute réside dans le volume d'échantillon, ou la masse de particules, nécessaire à l'analyse chimique de ces polluants.

En effet, la plupart des protocoles de fractionnement par classes de vitesses de chute, et notamment les deux protocoles de référence que nous avons cités (VICAS et pipette d'Andreasen), fournissent des fractions de volume insuffisant pour l'analyse des micropolluants. Dans le cas du protocole VICAS (colonne de décantation de 60 cm de hauteur et 5 cm de diamètre), la masse de chaque fraction récoltée au pied de la colonne entre les temps ti et t_{i+1} est de l'ordre de 15 à 50 mg. Dans le cas de la pipette d'Andreasen, le volume de chaque prélèvement est de l'ordre de 10 ml. L'analyse des micropolluants, comme les métaux lourds, nécessite en général une masse de particules de l'ordre de 100 à 500 mg si l'analyse est réalisée sur les particules, ou un volume de l'ordre de 100 à 500 ml si elle est effectuée sur un échantillon liquide. Parmi les différents protocoles cités dans la littérature, seuls trois protocoles permettent de répondre à ce besoin. Il s'agit du protocole VICTOR [LUCAS-AIGUIER et al., 2000] qui met en œuvre un principe de mesure de type A et des protocoles américain

[PISANO *et al.*, 1990] et hollandais [BENOIST et LIJKLEMA, 1990] qui mettent en œuvre un principe de mesure de type B.

2.1. Protocole VICTOR

• Principe de mesure

Le principe de mesure du protocole VICTOR est celui de la suspension homogène de type A, tel qu'il est mis en œuvre par exemple dans le protocole VICAS [CHEBBO *et al.*, ce *TSM*]. Mais contrairement au protocole classique où les masses décantées sont prélevées à différents temps dans une colonne de décantation unique, le protocole VICTOR met en œuvre différentes colonnes dont la partie inférieure au plan de mesure est isolée de la partie supérieure au moyen d'une vanne à des temps *ti* différents pour chacune des colonnes i. On mesure la concentration *Ci* dans la partie basse de la colonne au bout du temps de décantation *ti*. L'augmentation de la concentration par rapport à la concentration initiale C_0 à $t = 0$ permet de calculer la masse cumulée *Mi* de particules décantées et passées sous le plan de mesure entre $t = 0$ et $t = ti$. Les masses *Mi* étant déterminées pour les différents temps *ti* correspondant aux différentes colonnes i, on peut tracer la courbe *M*(t) résultante. Les méthodes permettant de passer de *M*(t) à un profil de vitesses de chute *F*(*Vs*) pour un polluant donné sont présentées en détail dans CHEBBO *et al.* (ce *TSM*).

Ce protocole permet d'avoir des fractions d'un volume suffisant pour réaliser les mesurages de concentrations des phases particulaires des différents polluants auxquels on s'intéresse. Il a été développé dans l'objectif de répondre aux besoins d'exploitants de réseaux d'assainissement. Plusieurs prototypes ont été construits et sont encore en cours de test (DEA 93, DSEA 94, INSA de Lyon, CEREVE…). La possibilité d'automatisation de l'appareil, bien que non encore mise en œuvre à ce jour, était un critère essentiel dans la conception de ce protocole.

• Appareil de fractionnement

L'appareil de fractionnement du protocole VICTOR est composé de plusieurs éléments (*figure 4*) :

- deux supports de colonnes en PVC ; chaque support reçoit 5 colonnes ;

- 10 colonnes de décantation ; chaque colonne, constituée d'un tuyau DN 50 en Altuglas transparent, est composée de deux parties séparées par une vanne sphérique centrale Vc en PVC et peut être isolée grâce aux vannes Vh et Vb placées à ses deux extrémités ; sur la partie haute, un robinet de trop-plein Vd permet de fixer le niveau de l'eau dans la colonne à la fin du remplissage ; sur la partie basse, un tuyau et un robinet Vv permettent de vider cette partie après mise à la pression atmosphérique ;

- une nourrice de prélèvement en PVC gris, placée entre le bac de mélange et le bas des colonnes, permet de remplir

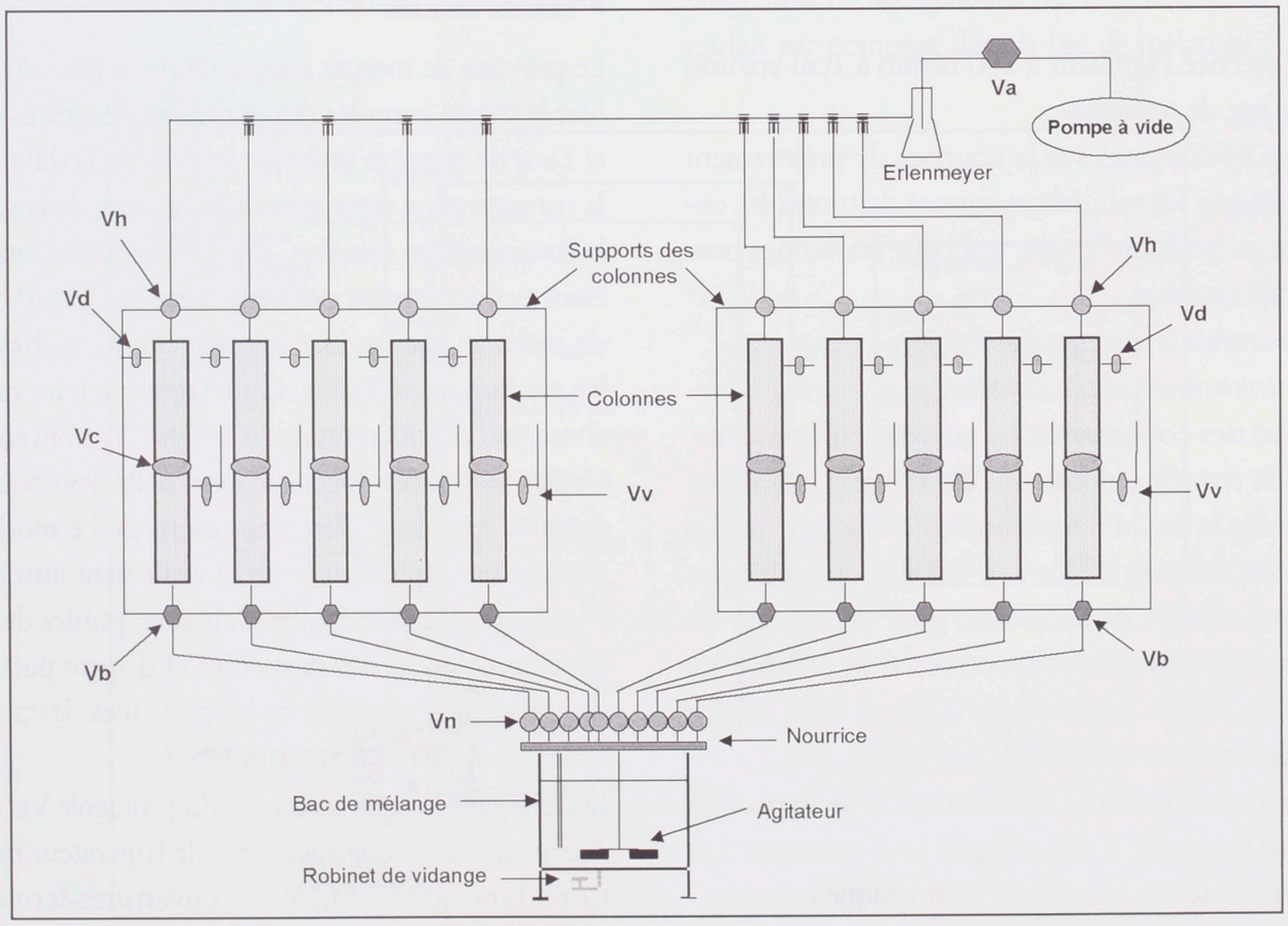


Figure 4. Schéma de l'appareil de fractionnement utilisé dans le protocole VICTOR

les colonnes les unes après les autres par dépression à travers les vannes Vn ;
- un bac de mélange en PVC transparent, muni d'un agitateur et d'un couvercle ; le bac a un diamètre de 270 mm et une hauteur de 480 mm ; il peut contenir 25 litres ;
- une pompe à vide de caractéristiques suivantes : 100 % sans huile, vide jusqu'à 12 mbar, débit maximum 190 l/h, raccord pour tube de diamètre intérieur 10 mm.
Tous ces éléments sont reliés entre eux par des tuyaux souples comportant une spirale métallique évitant les pincements et les écrasements.

• Mode opératoire

D'après LUCAS-AIGUIER *et al.* (2000), une courbe de vitesses de chute représentative doit comporter au moins 7 points. Cela implique le remplissage de 7 colonnes au minimum, et donc la nécessité de prélever au moins 15 litres d'échantillon à analyser. Le bac de mélange a une capacité de 25 litres, ce qui permet de remplir dix colonnes. La première colonne sert à l'évaluation des concentrations initiales en polluants. Les 9 colonnes restantes permettent d'obtenir 9 fractions.
Le mode opératoire peut être divisé en deux parties (voir détails dans LUCAS-AIGUIER *et al.*, 2000) :
Partie 1. Préparation préalable
- Tamiser le volume d'échantillon disponible à 2 mm afin d'éliminer les papiers et les trop gros éléments de type déchet (mégots, capsules, plastiques, feuilles, etc.).
- Mettre en place l'échantillon dans le bac d'homogénéisation.
- Mettre en service l'agitateur à 200 tr/min à 1cm environ du fond du bac de mélange.
- Connecter les colonnes sur la nourrice de prélèvement en s'assurant que les robinets et vannes de toutes les colonnes sont en position fermée mais que les vannes centrales Vc sont ouvertes.
- Mettre en service le système d'aspiration.
Partie 2. Fractionnement de l'échantillon
- Évaluation des concentrations initiales en polluants. Pour cela, on remplit une colonne et on ferme une vanne centrale Vc dès la fin du remplissage sans attendre que les particules commencent à décanter. Ensuite, on prélève les parties basse et haute de la colonne pour déterminer les concentrations initiales respectives Cb_0 et Ch_0. La concentration initiale utilisée dans le calcul de la courbe de vitesse de chute est égale à $(Ch_0 + Cb_0)/2$.
- Remplissage successif des *n* colonnes. Si on choisit de réaliser neuf fractions, il faut remplir neuf colonnes. Les étapes suivantes sont à reproduire pour chaque colonne :
étape 1 : remplissage d'une colonne,
étape 2 : fermeture de la vanne centrale Vc lorsque le temps *ti* prédéfini est atteint,
Étape 3 : extraction de la fraction basse des colonnes.
- Nettoyage des appareils.
- Analyses physico-chimiques sur les prélèvements.

• Points forts

Le protocole VICTOR respecte les recommandations de LUCAS-AIGUIER *et al.* (1996) pour mesurer de manière fiable la répartition des polluants contenus dans les effluents urbains par classes de vitesses de chute. En particulier, le mesurage peut être réalisé rapidement après le prélèvement sans prétraitement des échantillons.
De plus il présente les deux avantages suivants :
- volumes des fractions suffisants pour déterminer les concentrations en divers polluants.
- possibilité d'automatisation de l'appareil pour simplifier le travail de l'opérateur,
Enfin, des tests de répétabilité et de vérification de l'homogénéité des concentrations dans le bac et dans les colonnes ont été effectués pour valider le protocole VICTOR. Ces tests ont été réalisés par le CEREVE [CHADIRAT et al. 1997] , la Direction de l'eau et de l'assainissement (DEA) de Seine-Saint-Denis et la Direction des services de l'eau et de l'assainissement (DSEA) du Val-de-Marne. Les résultats obtenus en termes de concentrations de certains polluants (MES, DCO, etc.) se sont révélés satisfaisants.

• Points faibles

Le principe de mesure adopté dans VICTOR consiste à évaluer la masse cumulée des particules décantées entre $t = 0$ et $t = ti$ de manière indirecte à partir de la différence entre la concentration dans la partie inférieure de la colonne i et la concentration initiale C_0 de l'échantillon, cette dernière étant évaluée à partir des concentrations à $t = 0$ dans le bac de mélange et dans une colonne choisie au hasard parmi les *n* colonnes utilisées. Cette façon de faire est sensible d'une part aux incertitudes d'analyse des concentrations et d'autre part à l'hétérogénéité éventuelle des concentrations initiales dans les différentes colonnes. Le mode de remplissage par aspiration pourrait également introduire dans le système des microbulles d'air susceptibles de perturber la sédimentation des particules et d'autre part entraîner des risques de ségrégation des particules, les plus lourdes restant dans le bac de mélange.
D'autre part, la mise en œuvre du protocole VICTOR nécessite un apprentissage spécifique de l'opérateur pour garantir un bon enchaînement des ouvertures-fermetures des diverses vannes.

Il est important à l'heure actuelle de compléter les premiers tests de répétabilité et d'homogénéité en analysant tous les polluants qui nous concernent et en particulier les micropolluants minéraux et organiques. De plus il est indispensable d'évaluer l'incidence des incertitudes de mesure des concentrations *C*i sur les profils de vitesse de chute *F*(*V*s).

2.2. Protocole américain

L'Environmental Protection Agency (EPA) américaine considère la répartition des polluants particulaires par classes de vitesses de chute comme un paramètre de dimensionnement essentiel pour concevoir les ouvrages de traitement des surverses unitaires (EPA, 1993 cité dans LUCAS-AIGUIER et CHEBBO, 1995). Dans le document EPA sont présentés un protocole et une colonne de décantation associée couramment utilisés en Amérique du Nord. Le protocole détaillé ci-dessous est repris de GAGNÉ et BORDELEAU (1996) qui proposent une adaptation du protocole initial de l'EPA.

• Principe de mesure

Le protocole américain est fondé sur le principe de la suspension homogène de type B avec plusieurs niveaux de prélèvement dans une colonne de décantation d'environ 2,6 m de haut. GAGNÉ et BORDELEAU (1996) ont prélevé les échantillons à cinq niveaux (60, 90, 120, 150 et 180 cm de hauteur initiale) aux temps 0, 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60 et 120 minutes.

Pour chaque mesurage, les données brutes obtenues sont les suivantes :

- C_0, valeur de la concentration initiale en MES,
- concentrations en MES *C*ij (mg/L) dans les échantillons prélevés à différentes hauteurs *j* et aux temps d'échantillonnage *t*i ,
- hauteurs *h*j (cm) des prises d'échantillons.

À chaque échantillon prélevé, on associe deux grandeurs :

- une vitesse de chute *V*sij = *h*j/*t*i, où *h*j est la hauteur de la prise d'échantillon avant la séquence d'échantillonnage, corrigée de la baisse de niveau.
- un pourcentage *R*ij des particules ayant une vitesse de chute inférieure à *V*sij = *h*j/*t*i par la formule suivante : $Rij = 100*Cij/C_0$.

On obtient alors un nuage de 40 points plus ou moins dispersés en fonction des caractéristiques floculantes des particules et de l'hétérogénéité initiale de la suspension dans la colonne. La courbe *F*(*V*sij), appelée courbe de distribution des vitesses de chute, est la courbe moyenne obtenues par moindres carrés à partir des points *R*ij.

• Appareil de fractionnement

La colonne est constituée d'un tube en plexiglas de 2,64 m de haut et de 15 cm de diamètre (*figure 4*). Sur cette colonne sont disposés à intervalles réguliers cinq à sept hublots de prélèvement de diamètre 1 cm, sur lesquels sont fixées des vannes quart de tour assurant un prélèvement rapide des fractions.

La colonne est reliée par un tuyau souple à un bac de mélange muni d'un agitateur. Le remplissage de la colonne est fait par pompage dans le bac de mélange.

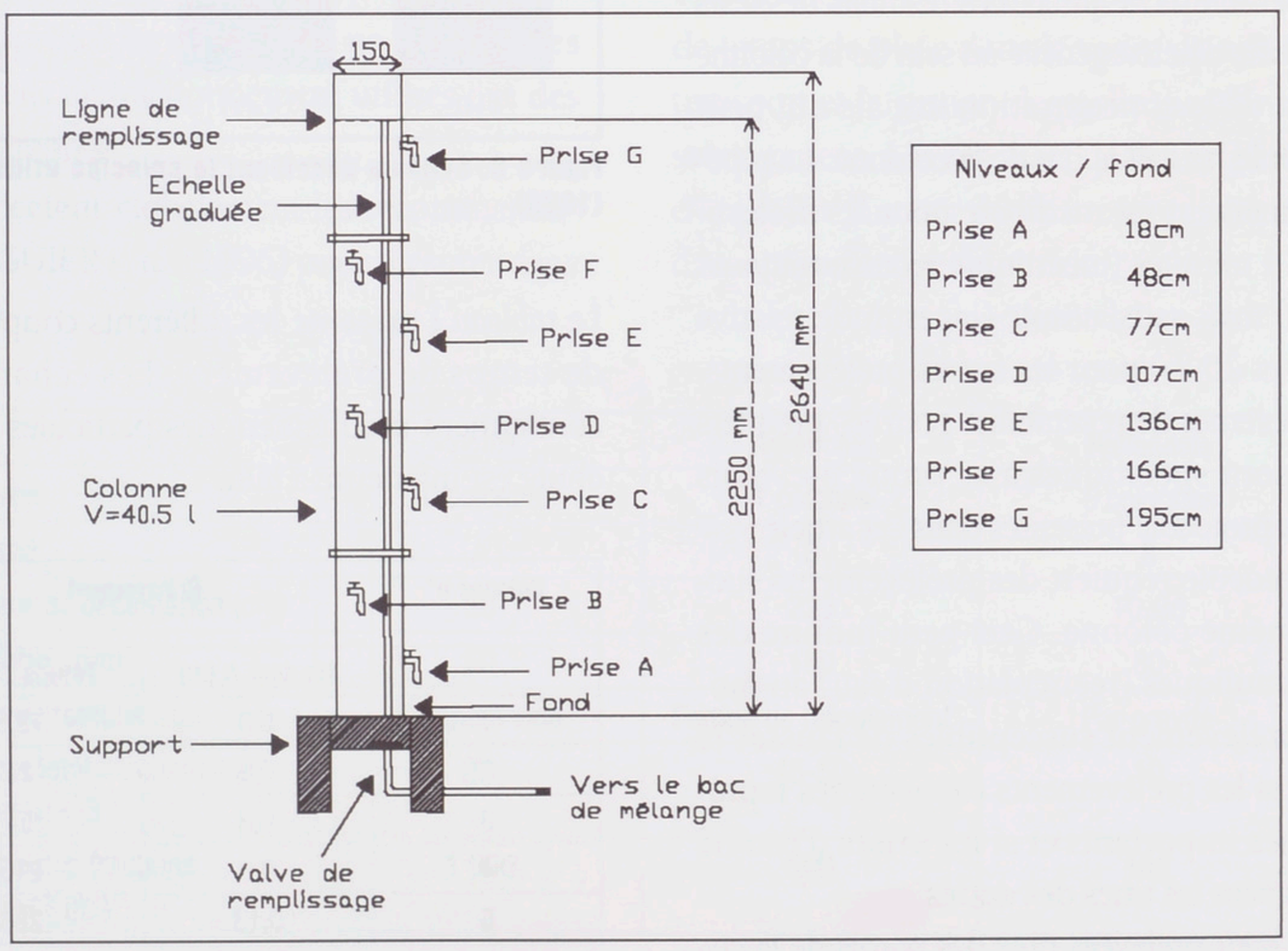


Figure 5. Schéma de la colonne américaine utilisée par GAGNÉ et BORDELEAU (1996)

• Mode opératoire

Le mode opératoire comporte plusieurs étapes :
- après homogénéisation de l'échantillon dans le bac de mélange, remplir la colonne,
- mélanger à nouveau l'échantillon dans la colonne pendant quelques minutes à l'aide d'un disque fixé sur une tige et prélever alors trois échantillons pour déterminer la concentration initiale C_0 en MES,
- à des temps donnés, prélever des fractions par l'intermédiaire des vannes fixées le long de la colonne,
- après le dernier prélèvement, récupérer puis évaluer la masse des polluants particulaires contenue dans la colonne, ce qui permet de calculer des bilans de masse.

• Points forts

Ce protocole respecte les recommandations de LUCAS-AIGUIER *et al.* (1996) pour mesurer dans de bonnes conditions les vitesses de chute. En particulier, le mesurage peut être réalisé très rapidement après le prélèvement sans prétraitement des échantillons. Les manipulations nécessaires au cours du mesurage sont simples et ne nécessitent pas d'entraînement spécifique. Les volumes des fractions peuvent être importants du fait de la grande taille de la colonne, ce qui permet d'effectuer l'analyse des polluants qui nous intéressent (MES, matières organiques, micropolluants minéraux et organiques).

• Points faibles

Le protocole américain met en œuvre une grande colonne qui nécessite un grand volume d'échantillon (45-50 litres), supérieur à ce qu'on peut obtenir avec un préleveur automatique standard. Il a été testé et utilisé par GAGNÉ et BORDELEAU (1996) pour caractériser les particules dans les rejets urbains par temps de pluie. Les résultats des tests montrent un problème d'hétérogénéité au sein de la colonne avec une variation de la concentration initiale qui peut dépasser 20 % entre le haut et le bas de la colonne. La répétabilité du fractionnement est médiocre pour les prélèvements à t = 1, 2 et 4 minutes (incertitude relative toujours supérieure à 50 %) mais satisfaisante (incertitude relative comprise entre 10 et 25 %) pour les autres prélèvements. Notons que les problèmes de répétabilité pour les premiers prélèvements ne sont spécifiques à ce protocole, mais concernent les trois protocole présentés dans cet article.
Par ailleurs, ce protocole requiert des prélèvements successifs dans une même colonne. Ceci peut induire des perturbations hydrauliques (recirculation d'eau) au moment de chaque prélèvement susceptibles de fausser la suite du mesurage si les prélèvements élémentaires représentent des volumes importants et si les prises d'eau ne sont pas assez éloignées les unes des autres.
Enfin, les fractions sont prélevées près des parois de la colonne. Le volume prélevé provient d'un cône entourant la prise d'échantillon. On peut donc s'interroger sur la représentativité spatiale de ces prélèvements.

2.3. Protocole hollandais

• Description du principe et du protocole

BENOIST et LIJKLEMA (1990) ont fractionné six échantillons de surverses unitaires en utilisant un protocole fondé sur le principe de la suspension homogène de type B (*figure 6* et *tableau I*). La plupart des échantillons ont été fractionnés en cinq classes.
Cinq colonnes ont été utilisées pour ce protocole. Chaque colonne a une hauteur de 40 cm et un diamètre D = 8 cm, soit un volume de 2 litres. Le remplissage des colonnes est fait par gravité. Le protocole est schématisé *figure 6*.
Au temps t = 0, les colonnes sont remplies avec 2 litres d'échantillon. À chaque temps $t = ti$, un échantillon de 100 ml est extrait de la colonne i pour une décantation *hi*.
Sur chacune des fractions et sur l'échantillon initial sont mesurées les concentrations en MES, Cu, Pb, Zn et Cd. La distribution des concentrations en MES et métaux lourds en fonction de la vitesse de chute est présentée sous forme d'histogrammes donnant le pourcentage en masse du polluant pour la fraction de vitesse de chute considérée.

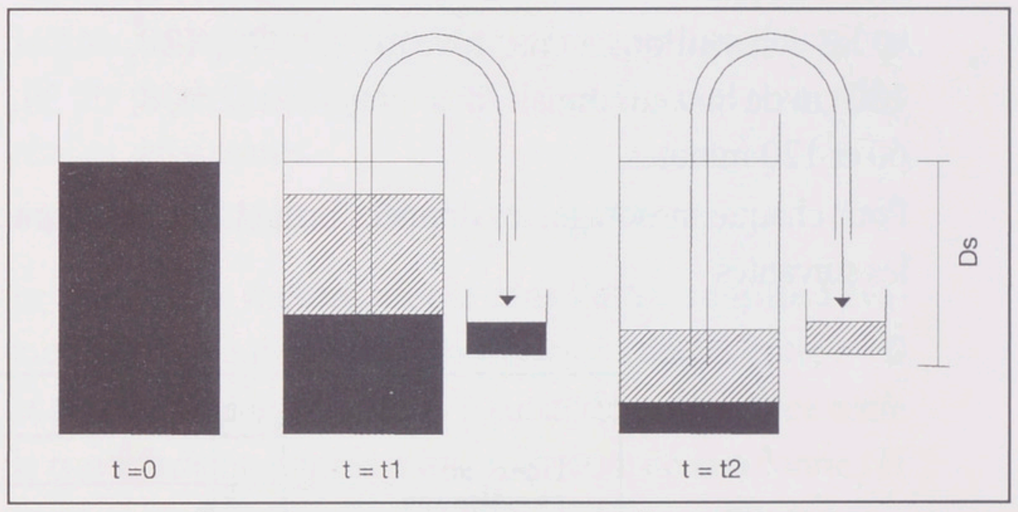


Figure 6. Schéma décrivant le principe utilisé par BENOIST et LIJKLEMA (1990)

Le *tableau I* présente les différents couples de hauteurs et de temps de prélèvement. Les échantillons prélevés contiennent uniquement des particules dont la vitesse de chute est inférieure à *hi/ti*.

Colonne n°	Prélèvement		Vitesse de chute *Vs* maximale (mm/s)
	Hauteur h_i (m)	Temps t_i (min)	
1	0,3	13,5	< 0,37
2	0,3	27	< 0,19
3	0,3	54	< 0,093
4	0,3	216	< 0,023
5	0,13	288	< 0,0058

Tableau I. Procédure utilisée pour obtenir la distribution des vitesses de chute

• Points forts

Ce protocole est très intéressant parce qu'il permet d'évaluer de manière directe le pourcentage des particules qui ont une vitesse de chute inférieure à une valeur donnée. Le mesurage peut être réalisé rapidement sans traitement préalable de l'échantillon.

• Points faibles

Nous ne disposons pas de détails suffisants sur le mode opératoire pour évaluer ce protocole. En particulier, BENOIST et LIJKLEMA (1990) ne donnent aucune indication sur les méthodes utilisées pour l'homogénéisation de l'échantillon initial, pour le remplissage des différentes colonnes de décantation et pour les prélèvements aux temps *ti*. Les principales difficultés de ce protocole seraient d'une part d'assurer l'homogénéité de l'effluent initial entre les différentes colonnes et d'autre part d'assurer un prélèvement des fractions successives au sein d'une couche qui soit la plus horizontale possible. Notons enfin que BENOIST et LIJKLEMA n'indiquent pas si des tests ont été réalisés pour étudier la sensibilité et la reproductibilité des résultats obtenus.

Conclusions

Cet article décrit trois protocoles de mesure de la distribution des polluants par classes de vitesses de chute : le protocole VICTOR [LUCAS-AIGUIER et al., 2000], le protocole américain [PISANO, 1996 ; GAGNÉ et BORDELEAU 1996] et le protocole hollandais [BENOIST et LIJKLEMA, 1990]. Les caractéristiques principales de ces protocoles sont exposées dans le *tableau II* . Ces trois protocoles sont très différents. Les principes de mesure ne sont pas les mêmes et les appareils de fractionnement utilisés ont des caractéristiques différentes.

Ces protocoles respectent globalement les recommandations de LUCAS-AIGUIER *et al.* (1996) pour mesurer dans de bonnes conditions les vitesses de chute. En particulier, le mesurage peut être réalisé assez rapidement après le prélèvement sur site sans prétraitement des échantillons. Ils permettent également d'avoir des fractions d'un volume suffisant pour effectuer les analyses de plusieurs polluants tels que MES, matière organique, micropolluants minéraux et organiques. Mais ils présentent un certain nombre de points faibles, différents d'un protocole à un autre, ce qui rend très difficile la comparaison ou la classification directe de ces protocoles.

Cependant seuls deux protocoles (VICTOR et celui de BENOIST et LIJKLEMA) fonctionnent avec un volume total d'échantillon nécessaire de 20 à 30 litres, volume facilement obtenu avec les préleveurs automatiques commerciaux. La mise en œuvre du protocole américain nécessite de disposer d'au moins 45 à 50 litres d'échantillon pour effectuer le fractionnement, ce qui rend nettement plus difficile son emploi dans les conditions standard.

Alors que des protocoles simples à mettre en œuvre existent pour la mesure de la courbe de vitesse de chute des MES (voir protocole VICAS décrit par CHEBBO *et al.* dans ce *TSM*), la mesure de la distribution des polluants par classes de vitesse de chute reste une opération lourde et coûteuse.

Pour aller plus loin, nous avons complété l'analyse bibliographique par une évaluation de l'exactitude et des incertitudes des résultats obtenus avec les deux protocoles retenus. Les résultats obtenus sont présentés dans GROMAIRE *et al.* (ce *TSM*). L'objectif est de pouvoir choisir un protocole de mesure et de l'appliquer aux cas des eaux urbaines de temps de pluie dans le cadre de nos recherches sur le transport et la gestion des polluants dans les réseaux d'assainissement. Les résultats de ces recherches permettront d'apprécier l'intérêt de mettre en œuvre ce type de mesure dans un cadre opérationnel.

	VICTOR	Américain	Hollandais
Appareil	10 colonnes	1 colonne	5 colonnes
Principe	A	B	B
Hauteur de décantation (cm)	50	225	10-30
Diamètre (mm)	50	150	80
Mode de remplissage	Pompe à vide	Pompe de refoulement	Par gravité
Volume total d'échantillon nécessaire (l)	25	45-50	10
Volume des fractions prélevées (ml)	1 000	500	100

Tableau II. Principales caractéristiques des protocoles étudiés

Bibliographie

AFNOR (1987). NF X 11-681 "Granulométrie – analyse granulométrique par sédimentation par grtavité dans un liquide – méthode de la pipette". Dans : Granulométrie – tamis et tamisage et autres méthodes granulométriques. Recueil de normes françaises.

AIGUIER E., CHEBBO G., BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L., HEDGES P., TYACK J.N. (1996). "Methods for determining the settling velocity profiles of solids in storm sewage". *Water Science and Technology*, 33(9), 117-127.

BENOIST A., LIJKLEMA L. (1990). "Distribution of sedimentation rates of suspended solids and heavy metals in combined sewer overflows". *Water Science and Technology,* 22(10/11), 61-68.

BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. (1994). "Pollution des rejets urbains par temps de pluie : synthèse générale". Le Pecq (France) : CIRSEE Lyonnaise des Eaux, rapport, novembre 1994, 137 p.

BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. (2001). "Détermination des vitesses de chute des polluants des rejets urbains par ajustement numérique de la courbe M(t) pour le protocole VICTOR". Villeurbanne (France) : INSA de Lyon, raport de recherche, mars 2001, 62 p.

BHOURI R. (2003). "Distribution des polluants contenus dans les eaux pluviales urbaines par classes de vitesse de chute des particules". Mémoire de DEA-STE, ENPC, ENGREF, UPVM, 46 p. + annexes.

CHADIRAT S., QUOUILLOT E., TRADWELL J., LUCAS-AIGUIER E., CHEBBO G. (1997). "Mise au point d'un protocole de mesure de la répartition de la pollution par classes de vitesses de chute des solides en suspension dans les effluents urbains de temps sec et de temps de pluie". Noisy-le-Grand (France) : CEREVE, Rapport d'études, février 1997, 42 p.

CHANCELIER J.-P., CHEBBO G., LUCAS-AIGUIER E. (1998). "Estimation of settling velocities". *Water Research,* 32(11), 3461-3471.

CHEBBO G. (1992). "Solides des rejets pluviaux urbains, caractérisation et traitabilité". Thèse de doctorat, ENPC, Paris, France, 413 p. + annexes.

CHEBBO G., GROMAIRE M.-C., LUCAS E. (2004). "Protocole VICAS – mesure de la vitesse de chute des MES dans les effluents urbains". (ce *TSM*)

COLANDINI V., LEGRET M., BROSSEAUD Y., BALADES J-D. (1995). "Metallic pollution in clogging materials of urban porous pavement". *Water Science and Technology,* 32(1), 57-62.

GAGNÉ B., BORDELEAU F. (1996). "Vitesses de chute des particules. Essais comparatifs des méthodes allemande et américaine". Saint-Laurent, Québec (Canada) : CEGEO, Rapport, Février 1996, 46 p.

GROMAIRE-MERTZ M.-C. (1998). "La pollution des eaux pluviales urbaines en réseau d'assainissement unitaire. Caractéristiques et origines". Thèse de doctorat, ENPC, Paris, France, 503 p. + annexes.

GROMAIRE M.-C., SAAD M., CHEBBO G. (2004). "Répartition des polluants des eaux urbaines par classes de vitesses de chute. Analyse des méthodes de mesure". *TSM* (à paraître).

HERRMANN R., KARI F.G. (1990). "Grain size dependants transport of non polar organic trace polluants (PAH,PCB) by suspended sediments during urban storm runnoff". Proceedings of the 5th international conference on urban storm drainage ; Osaka ; pp. 499-503.

KREIN A., SCHORER M. (2000). "Road runoff pollution by polycyclic aromatic hydrocarbons and its contribution to river sediments". *Water Research,* 34 (16), 4110-4115.

LUCAS-AIGUIER E., CHEBBO G. (1995). "Protocole de mesure de la pollution par classe de vitesse de chute des solides en suspension dans les effluents urbains de temps de pluie". Analyse bibliographique. Noisy-le-Grand (France) : CERGRENE, Rapport provisoire CERGRENE /AESN, 78 p.

LUCAS-AIGUIER E., CHEBBO G., HEDGES P., BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. (1996). "Mesure des vitesses de chute des particules dans les rejets urbains de temps de pluie". Actes des Journées du DEA STE, mai 1996, 14 p.

LUCAS-AIGUIER E., CHEBBO G., BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L., GAGNÉ B., HEDGES P. (1998). "Analysis of the methods for determining the settling characteristics of sewage and stormwater solids". *Water Science and Technology*, 37(1), 53-60.

LUCAS-AIGUIER E., BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L., CHEBBO G. (2000). "Protocole VICTOR de mesure de la distribution des polluants particulaires en fonction des vitesses de chute dans les effluents urbains". Villeurbanne et Marne-la-Vallée (France) : INSA de Lyon - CEREVE, Rapport d'études, 44 p + annexes.

MARSALEK J. (1985). "PAH transport by urban runoff from an industrial city". Proceeding of the 5th international conference on urban storm drainage ; Osaka, Japon, 486-481.

MICHELBACH S., WÖHRLE C. (1993). "Settleable solids in a combined sewer system, settling characteristics, heavy metals, efficiency of storm water tanks". *Water Science and Technology,* 27(5/6), 407-427.

PISANO W.C. (1996). "Summary: United States "sewer solids" settling characterization methods, results, uses and perspective". *Water Science and Technology,* 33(9), 109-115.

PISANO W.C., THIBAULT N., FORBES G. (1990). "The vortex solids separator". *Water Environment and Technology,* 17(5-6), 64-71.

SANSALONE J.J., BUCHBERGER S.G. (1997). "Characterization of solid and metal element distributions in urban highway stormwater". *Water Science and Technology,* 36(8-9), 155-160.

TYACK N., HEDGES P., SMISSION R. (1992). "The use of sewage settling velocity grading in combined sewer overflow design". Proceedings of NOVATECH'92, Lyon, France, novembre 1992, 341-348.

Résumé

G. CHEBBO, J.-L. BERTRAND-KRAJEWSKI, M.-C. GROMAIRE, N. AIRES. Répartition des polluants des eaux urbaines par classes de vitesses de chute. Partie A : Description des protocoles de mesure

Une analyse bibliographique des protocoles de mesure de la distribution des polluants par classes de vitesse de chute est présentée. Trois protocoles, basés sur le principe de suspension homogène sont plus particulièrement détaillés : le protocole VICTOR, le protocole américain et le protocole hollandais. L'article vise à décrire les différents protocoles et à identifier leurs points faibles et leurs points forts en vue de la sélection d'un protocole qui sera retenu pour la suite des travaux.

Répartition des polluants des eaux urbaines par classes de vitesses de chute.

Partie B : analyse des méthodes de mesure

■ M.-C. GROMAIRE[1], M. SAAD[1], G. CHEBBO[1,2]

Mots-Clés : Décantation, eaux urbaines, vitesse de chute, mesure, polluants, protocoles

1. Introduction

La décantation est une solution fréquemment retenue depuis une dizaine d'années pour le traitement des eaux pluviales, qu'elles soient de type séparatif ou unitaire. Ce choix est basé sur le constat de la prédominance des polluants et micropolluants liés aux particules [CHEBBO, 1992 ; BERTRAND-KRAJEWSKI, 1994 ; GROMAIRE-MERTZ, 1998] et d'une bonne décantabilité de ces particules [CHEBBO 1992].

Des méthodes ont été validées pour la mesure de la distribution de vitesse de chute des particules [CHEBBO *et al.* dans ce *TSM*] et des données, bien qu'encore insuffisantes, ont ainsi pu être acquises concernant la décantabilité des MES. En revanche, nos connaissances sur la distribution des différents polluants et micropolluants par catégories de vitesses de chute des particules sont très limitées. Il s'agit là pourtant d'un paramètre clef pour une conception, un dimensionnement et une gestion efficace de ces ouvrages de décantation.

Cet article fait suite à l'analyse bibliographique des protocoles de mesure de la distribution des polluants par classes de vitesse de chute présentée par CHEBBO *et al.* dans l'article « Répartition des polluants des eaux urbaines par classes de vitesses de chute . Partie A : description des méthodes de mesure » (dans ce *TSM*). Il a pour objectif d'évaluer, de manière théorique et expérimentale, l'exactitude et l'incertitude des résultats obtenus avec les deux protocoles retenus à l'issue de l'analyse bibliographique. Il a abouti au choix d'un protocole de mesure, nommé VICPOL, qui sera mis en œuvre dans la suite de nos recherches.

2. Contexte et méthodes

2.1. Sources d'erreurs et d'incertitudes affectant la mesure de la distribution de vitesse de chute des polluants

La mesure de la distribution des polluants par classes de vitesses de chute est relativement délicate à mettre en œuvre. De nombreux phénomènes sont susceptibles d'induire des biais importants sur le résultat recherché.

Les principaux facteurs pouvant affecter la détermination des distributions de vitesses de chute sont les suivants.

• La qualité de l'état initial de mesure

L'échantillon introduit dans la colonne de sédimentation au temps t = 0 doit être représentatif de l'effluent que l'on souhaite analyser et parfaitement homogène. Ce critère est d'autant plus difficile à respecter dans le cas de l'étude de la distribution des micropolluants par classes de vitesses de chute que le volume d'échantillon nécessaire à la mesure est grand (plusieurs dizaines de litres en général). Il convient donc de s'assurer de :

- l'homogénéité initiale de l'effluent dans la colonne ou entre les différentes colonnes,

- l'absence de modification de l'effluent lors du remplissage des colonnes, tant en termes de concentration qu'en termes de nature des particules ; des modifications de l'échantillon sont à craindre en particulier lorsque le remplissage se fait par pompage.

1. CEREVE (ENPC-ENGREF-UPVM), 6-8 avenue Blaise-Pascal, 77455 Marne-la-Vallée, cedex 2, France.
2. Faculté de Génie, Université libanaise, Beyrouth, Liban.

• Les erreurs dues aux incertitudes d'analyse des polluants

Ce facteur est d'autant plus important que l'incertitude d'analyse des polluants et micropolluants étudiés est importante. Il convient donc d'étudier la propagation des incertitudes d'analyse dans le calcul des distributions de vitesses de chute et d'analyser la sensibilité du protocole de mesure.

• Une modification des conditions de décantation

Les conditions de décantation dans la colonne de sédimentation doivent être celles de la décantation libre en eau calme. Les vitesses de décantation peuvent être modifiées du fait de :

- l'effet des parois de la colonne,

- la présence de perturbations hydrauliques dans la colonne. Il peut s'agir de perturbations dues au remplissage, à la présence de bulles d'air, ou de perturbations dues aux prélèvements successifs dans une même colonne.

2.2. Méthodologie d'étude mise en œuvre

Sur la base d'une analyse bibliographique, CHEBBO *et al.* (2004b) ont étudié trois protocoles pour la mesure de la distribution des polluants par classes de vitesses de chute : le protocole VICTOR [LUCAS-AIGUIER et al., 2000], le protocole américain [PISANO, 1996] et le protocole cité par BENOIST et LIJKLEMA (1990). Seuls deux de ces protocoles permettaient de respecter nos contraintes en termes de volume total d'échantillon disponible pour effectuer la mesure de vitesse de chute (20 à 30 litres). Le protocole américain, dont la mise en œuvre nécessite de disposer d'au moins 45 à 50 litres d'échantillon ne pouvait pas être utilisé dans notre cas.

Par ailleurs, nous disposions de très peu de détails sur la mise en œuvre du protocole de BENOIST et LIJKLEMA. De ce fait, nous avons choisi de développer nous-mêmes un dispositif de mesure reprenant le principe du protocole BENOIST et LIJKLEMA, et respectant le cahier des charges suivant :

- volume total d'effluent nécessaire inférieur à 25 litres,

- volumes disponibles pour les analyses de polluants : 500 ml,

- gamme de vitesses de chute pouvant être mesurées : 0,005 mm/s à 1 mm/s,

- simplicité de construction et de mise en œuvre, main d'œuvre réduite (1 personne).

Ce nouveau dispositif de mesure sera désigné dans la suite sous le nom de VICPOL.

Nous avons cherché à évaluer l'importance des différents biais pouvant affecter la mesure dans le cas des deux protocoles VICTOR et VICPOL, dont nous rappelons ici brièvement le principe (voir *tableau I* également).

• *Protocole VICTOR*

Ce protocole a été appliqué tel qu'il est préconisé dans LUCAS-AIGUIER et al. (2000) et BERTRAND-KRAJEWSKI (2001). Le principe est celui de la suspension homogène de type A (selon la classification de CHEBBO *et al.*, 2004b), c'est-à-dire la mesure de la masse totale M(ti) décantée au pied d'une colonne de sédimentation au bout de différents temps ti. VICTOR met en œuvre 10 colonnes, dont la partie supérieure est isolée de la partie inférieure par la fermeture d'une vanne, au bout d'un temps ti différent pour chaque colonne i. La masse décantée durant ti de la partie haute vers la partie basse est évaluée par $M(ti) = Cbi - C^{-}o$, où Cbi est la concentration mesurée dans la partie basse au bout du temps de décantation ti et $C^{-}o$ est l'estimation de la concentration initiale, obtenue par $C^{-}o = (Cho + Cbo)/2$, Cho et Cbo étant les concentrations mesurées dans la partie haute et dans la partie basse d'une colonne dont la vanne a été fermée au temps ti=0. Le calcul du pourcentage de particules F(Vs) ayant une vitesse de chute inférieure à Vs est ensuite effectué selon la méthode BERTRAND-KRAJEWSKI, 2001. Il nécessite l'ajustement numérique d'une fonction M(t), puis la résolution du système différentiel décrivant le processus de décantation dans la colonne.

• *Protocole VICPOL*

Le principe est celui de la suspension homogène de type B (selon la classification de CHEBBO et al., 2004b), c'est-à-dire le suivi de la diminution de la concentration Ci en un point donné d'une colonne de sédimentation, en fonction de la durée de décantation ti. VICPOL met en œuvre 5 colonnes de décantation, munies chacune d'un dispositif permettant de prélever au bout d'un temps de décantation ti, différent pour chaque colonne, une tranche d'eau horizontale correspondant à une hauteur de chute moyenne de 43 cm et à un volume de 500 ml. Le pourcentage de particules qui ont une vitesse de chute inférieure à Vs est donné directement par F(Vs) = 100 Ci/Coi, où Ci est la concentration mesurée sur le prélèvement effectué dans la colonne i, au bout du temps de décantation ti, et Coi est la concentration mesurée sur un échantillon prélevé lors du remplissage de cette même colonne i.

Les principales caractéristiques des protocoles VICTOR et VICPOL sont rappelés en *tableau I*.

	VICTOR	VICPOL
Appareil	10 colonnes	5 colonnes
Principe	A	B
Hauteur de chute (cm)	50	43
Diamètre (mm)	50	90
Mode de remplissage	Pompe à vide	Gravitaire
Volume total nécessaire	25 l	20 l
Volume par fraction prélevée	1 000 ml	500 ml
Temps de décantation	4 mn, 8 mn, 16 mn, 32 mn, 1 h, 2 h, 4 h, 24 h	4 mn, 12 mn, 45 mn, 4 h, 24 h

Tableau I. Principales caractéristiques des protocoles VICTOR et VICPOL

Pour chacun de ces deux protocoles nous avons étudié, soit de façon expérimentale, soit sur la base de simulations théoriques, l'homogénéité initiale lors du remplissage des colonnes, l'influence des incertitudes d'analyses sur les résultats obtenus en termes de vitesse de chute et la reproductibilité de la mesure de vitesse de chute. Par ailleurs, l'exactitude des résultats fournis en termes de distribution de vitesse de chute des MES a été vérifiée par intercomparaison avec un protocole de référence.

2.2.1. Évaluation de l'homogénéité initiale

L'homogénéité initiale lors du remplissage a été testée expérimentalement sur les protocoles VICTOR et VICPOL. Pour chaque protocole, des tests ont été effectués pour 3 échantillons d'effluent unitaire de temps de pluie, avec des concentrations comprises entre 130 et 350 mg/l, ainsi que pour un échantillon d'eaux usées dans le cas de VICTOR. L'échantillon initial, d'un volume d'environ 25 l a été placé dans un bac de mélange puis homogénéisé par agitation mécanique. Des prélèvements à plusieurs hauteurs dans le bac ont permis de vérifier la bonne homogénéisation de l'échantillon et de calculer la concentration initiale de l'effluent. Le remplissage des colonnes a été effectué en suivant la procédure recommandée dans chaque protocole de mesure. Dans le cas de VICTOR, il s'agit d'un remplissage par dépression au moyen d'une pompe a vide, la vanne centrale étant fermée immédiatement après remplissage. Le contenu de la partie haute et de la partie basse de chaque colonne de décantation sont ensuite collectés chacun dans un flacon. Dans le cas de VICPOL le remplissage est effectué par gravité, un échantillon est prélevé dans un flacon durant le remplissage de chaque colonne.

2.2.2. Évaluation de la sensibilité des résultats à l'incertitude d'analyse

L'influence des incertitudes d'analyse sur les résultats de distribution de vitesse de chute des protocoles VICTOR et VICPOL a été simulée théoriquement pour un échantillon de concentration Co connue et de distribution de vitesses de chute F(Vs) connue. Nous avons considéré que l'incertitude d'analyse χ est une incertitude relative, tirée dans une loi normale de moyenne 0 et d'écart-type 5 %.

Dans le cas du protocole VICTOR, les concentrations C^-hi et C^-bi mesurées pour les parties haute et basse de chaque colonne i sont alors données par $C^-hi=Co(1+\chi hi)(1-a(ti))$ et $C^-bi=Co(1+\chi bi)(1+\alpha(ti)Vh/Vb)$, où Vh est le volume de la partie haute de la colonne, Vb le volume de la partie basse de la colonne, χhi est l'incertitude d'analyse relative à la partie haute de la colonne i, χbi celle relative à la partie basse de la colonne i, ti le temps de décantation associé à la colonne i et $\alpha(ti)$ la fraction de masse décantée au bout d'un temps ti. La nouvelle courbe $F^-(Vs)$ est ensuite recalculée au moyen de la macro VICTOR.

Dans le cas du protocole VICPOL, la courbe $F^-(Vs)$ est donnée directement par $F^-(Vi)=F(Vi)(1+\chi i)/(1+\chi oi)$, où χi est l'incertitude d'analyse sur l'échantillon prélevé dans la colonne i au bout du temps de décantation ti et χoi est l'incertitude d'analyse sur l'échantillon initial prélevé lors du remplissage de la colonne i.

Ce calcul a été réitéré 10 fois pour chacun des protocoles, conduisant ainsi à 10 courbes $F^-(Vs)$.

2.2.3. Évaluation de la reproductibilité des protocoles

La reproductibilité des protocoles VICTOR et VICPOL a été évaluée au moyen de tests de répétabilité sur la décantation des MES.

La répétabilité de la décantation dans les colonnes VICTOR a été testée pour les 4 durées de décantation suivantes : 8 mn, 32 mn, 64 mn et 120 mn. Pour chacune de ces durées, le fractionnement a été répété 8 fois sur un même échantillon d'eaux pluviales unitaires. Les concentrations initiales en MES des échantillons utilisés pour ces tests variaient entre 153 mg/l et 417 mg/l suivant le temps de décantation testé. La masse décantée a été évaluée à partir de la concentration dans la partie basse de la colonne, tel que préconisé dans le protocole.

Pour le protocole VICPOL, le fractionnement a été répété 4 fois sur un même échantillon pour chacun des 4 temps de décantation suivants : 12 mn, 45 mn, 4 h et 24 h. Les effluents utilisés pour ces tests avaient des concentrations initiales en MES entre 142 et 311 mg/l.

2.2.4. Évaluation de l'exactitude des résultats de mesure

Afin de tester l'exactitude des distributions de vitesses de chute données par VICTOR et VICPOL, les résultats obtenus par ces deux protocoles en termes de MES ont été comparés à ceux obtenus pour le même échantillon au moyen d'un protocole considéré comme référence pour la distribution des MES : le protocole VICAS (voir l'article de CHEBBO et al. dans ce *TSM*).

Des mesures simultanées entre VICTOR et VICAS ont été réalisées pour 5 échantillons d'effluents unitaires de temps de pluie, dont les concentrations initiales allaient de 157 à 337 mg/l. Les distributions de vitesses de chute ont été calculées à partir des concentrations dans les parties basses des colonnes pour les 5 essais, ainsi qu'à partir des concentrations dans les parties hautes pour trois des essais.

Une seule mesure simultanée entre VICPOL et VICAS a été effectuée, sur un échantillon d'effluent unitaire de temps de pluie de concentration en MES de 278 mg/l.

3. Résultats et discussion

3.1. Homogénéité initiale et sensibilité des protocoles à cette homogénéité initiale

3.1.1. Homogénéité initiale des concentrations en MES entre les colonnes et le bac de mélange

Les résultats obtenus pour le remplissage des colonnes VICTOR sont présentés en *figure 1*. Ils sont exprimés en écart relatif de la concentration en MES dans la partie haute ou dans la partie basse de la colonne par rapport à la concentration initiale dans le bac de mélange. Pour la partie basse, cet écart varie entre –24 % et +12 %, avec une moyenne de –7 %. On note une tendance à la sous-estimation des concentrations, l'écart relatif étant négatif dans 86 % des cas.

Dans le cas de la partie haute, la sous-estimation des concentrations est systématique. La concentration initiale dans les parties hautes des colonnes est inférieure de –2 à –21 % (–11 % en moyenne) à la concentration initiale dans le bac de mélange. Ces résultats mettent en évidence une légère modification de l'échantillon lors du remplissage par dépression. L'erreur reste relativement faible en termes de concentration en MES dans la colonne ; cependant il convient de voir comment cette erreur sur la concentration initiale se répercute sur le calcul des vitesses de chute.

Dans le cas du remplissage gravitaire des 5 colonnes du protocole VICPOL, les écarts relatifs entre la concentration initiale dans le bac de mélange et la concentration introduite dans la colonne varient entre –7 % et + 17 %, et entre –7 % et +6 % dans 93 % des cas, avec une moyenne de 0. Ces écarts paraissent distribués de façon aléatoire et ne font pas apparaître de biais systématique.

3.1.2. Sensibilité de la mesure de vitesse de chute à l'homogénéité initiale

Dans le cas du protocole VICPOL, la concentration initiale Coi est mesurée pour chaque colonne i lors de son remplissage. La fraction de particules qui ont une vitesse de chute Vs inférieure à Vi=H/ti est ensuite directement donnée par F(Vi) =100Ci/Coi=φ(ti)Coi/Coi, où φ(ti) dépend uniquement de la courbe de distribution des vitesses de chute et non de la concentration initiale. Le calcul étant effectué par rapport à la concentration initiale réelle dans chaque colonne, les résultats en termes de distribution de vitesse de chute ne sont pas sensibles aux

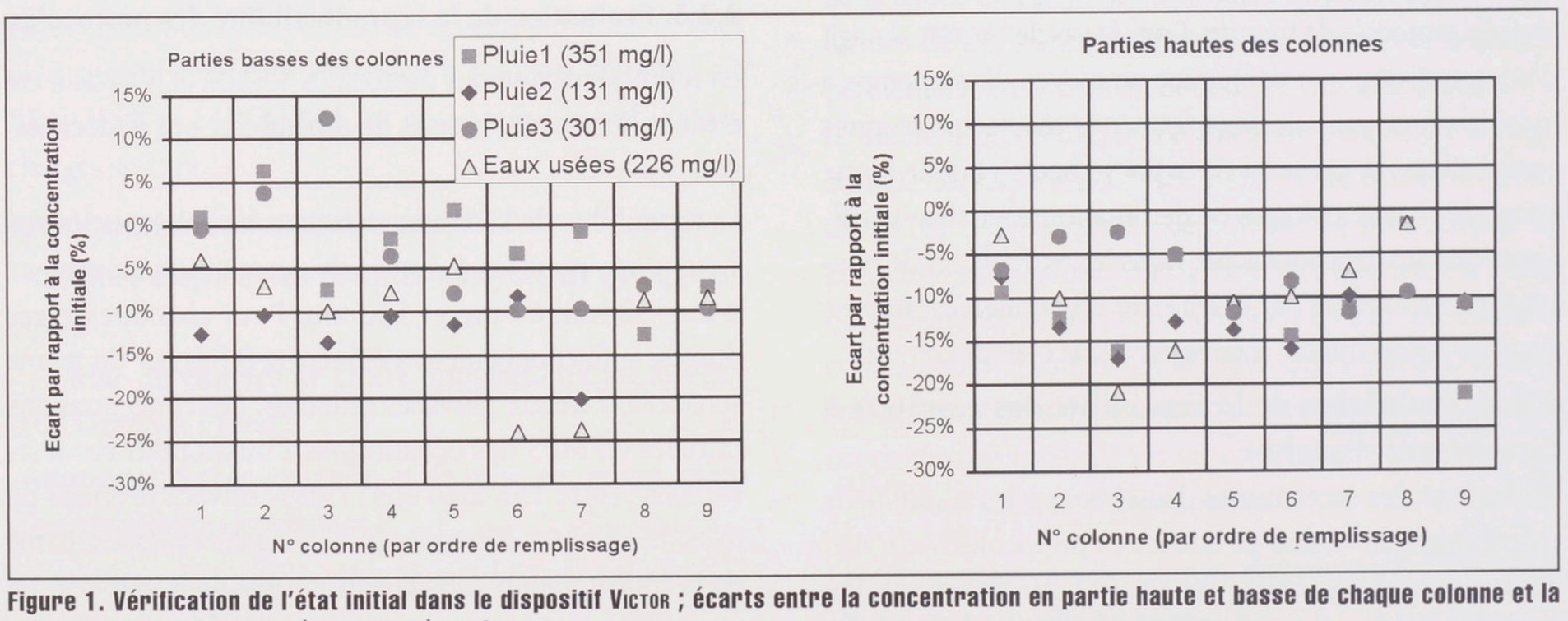


Figure 1. Vérification de l'état initial dans le dispositif VICTOR ; écarts entre la concentration en partie haute et basse de chaque colonne et la concentration initiale de l'échantillon à analyser

écarts de concentration initiale. Les biais pourraient venir de variations de la nature des particules entre les différentes colonnes et le bac, ou d'inhomogénéités des concentrations initiales à l'intérieur même de la colonne. Ce risque paraît cependant limité compte tenu du mode de remplissage gravitaire, de la petite taille des colonnes et des faibles écarts de concentration observés en *figure 2*.

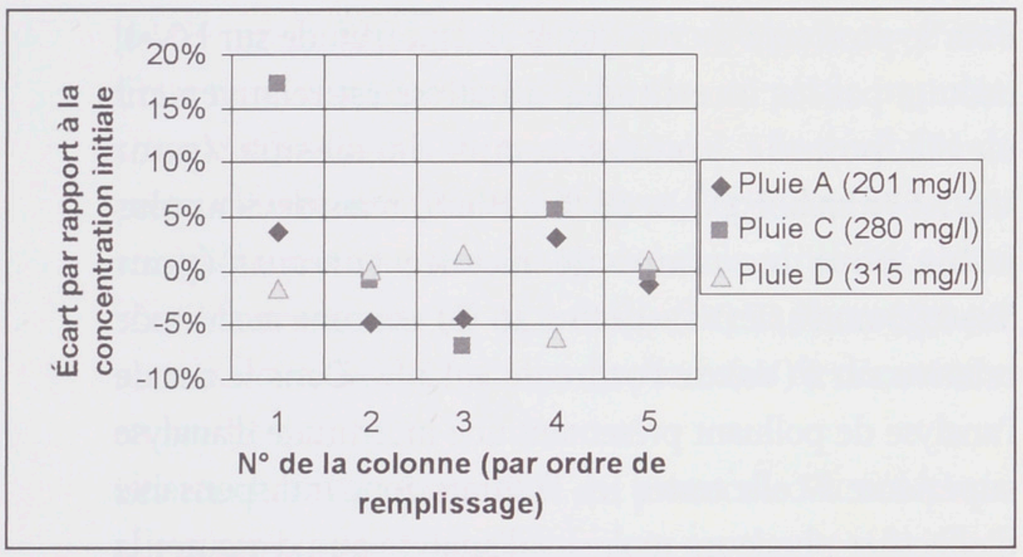


Figure 2. Vérification de l'état initial dans le dispositif VICPOL ; écarts entre la concentration dans chaque colonne et la concentration initiale de l'échantillon à analyser

Dans le cas de VICTOR, la conception de l'appareil ne permet pas lors de la mesure d'une courbe de distribution de vitesses de chute de prélever un échantillon initial dans chacune des deux parties de chaque colonne. La concentration initiale est considérée comme étant la moyenne des concentrations mesurées pour la partie haute et la partie basse d'une colonne dont la vanne est fermée au temps t=0, auxquelles s'ajoute éventuellement la concentration d'un échantillon prélevé directement dans le bac de mélange.

Nous avons évalué la sensibilité de la mesure de vitesse de chute VICTOR à l'erreur initiale de remplissage de la façon suivante.

Soit un échantillon d'effluent, de concentration initiale Co et de distribution de vitesses de chute F(Vs) connue. On peut alors déterminer la concentration théorique Chi et Cbi dans la partie haute et la partie basse de chaque colonne VICTOR au bout du temps de décantation ti : $Chi=Co(1-\alpha(ti))$ et $Cbi=Co + Co\ \alpha(ti)Vh/Vb$, où $\alpha(ti)$ représente la fraction de masse décantée depuis la partie haute de la colonne vers la partie basse durant le temps ti.

Les concentrations qui seraient effectivement mesurées dans la partie haute et la partie basse de la colonne i, compte tenu de la modification des concentrations initiales induite par le remplissage, sont données par : $C^{-}hi=Co(1+\varepsilon hi)(1-\alpha(ti))$ et $C^{-}bi=Co(1+\varepsilon bi) + Co(1+\varepsilon hi)\alpha(ti)Vh/Vb$. Les erreurs εhi et εbi ont été prises égales aux valeurs des écarts relatifs déterminés précédemment (*figure 1*) lors des tests de remplissage pour la partie haute et la partie basse de chaque colonne i.

Le calcul des distributions de vitesse de chute est ensuite effectué à partir des données $C^{-}h_1$ et $C^{-}bi$ (i=1 à 10) en appliquant le programme de calcul associé au protocole. Rappelons que dans ce calcul, la masse M(ti) décantée de la partie haute vers la partie basse est évaluée de la façon suivante: $M(ti)=(C^{-}bi-C^{-}o)Vb$,

où $C^{-}o = (C^{-}h_1+C^{-}b_1)/2 = Co(2+\varepsilon h1+\varepsilon b1)/2$, la colonne 1 correspondant à un temps de décantation $t_1=0$.

Les résultats présentés en *figure 3* font apparaître de grandes différences entre la courbe F(Vs) théorique et certaines des courbes obtenues en tenant compte des erreurs de remplissage. Il semble que le calcul de F(Vs) dans le cas du protocole VICTOR soit sensible à la qualité de l'état initial et que les erreurs sur les concentrations initiales peuvent conduire dans certains cas à des résultats biaisés en termes de vitesses de chute. Ces résultats pourraient

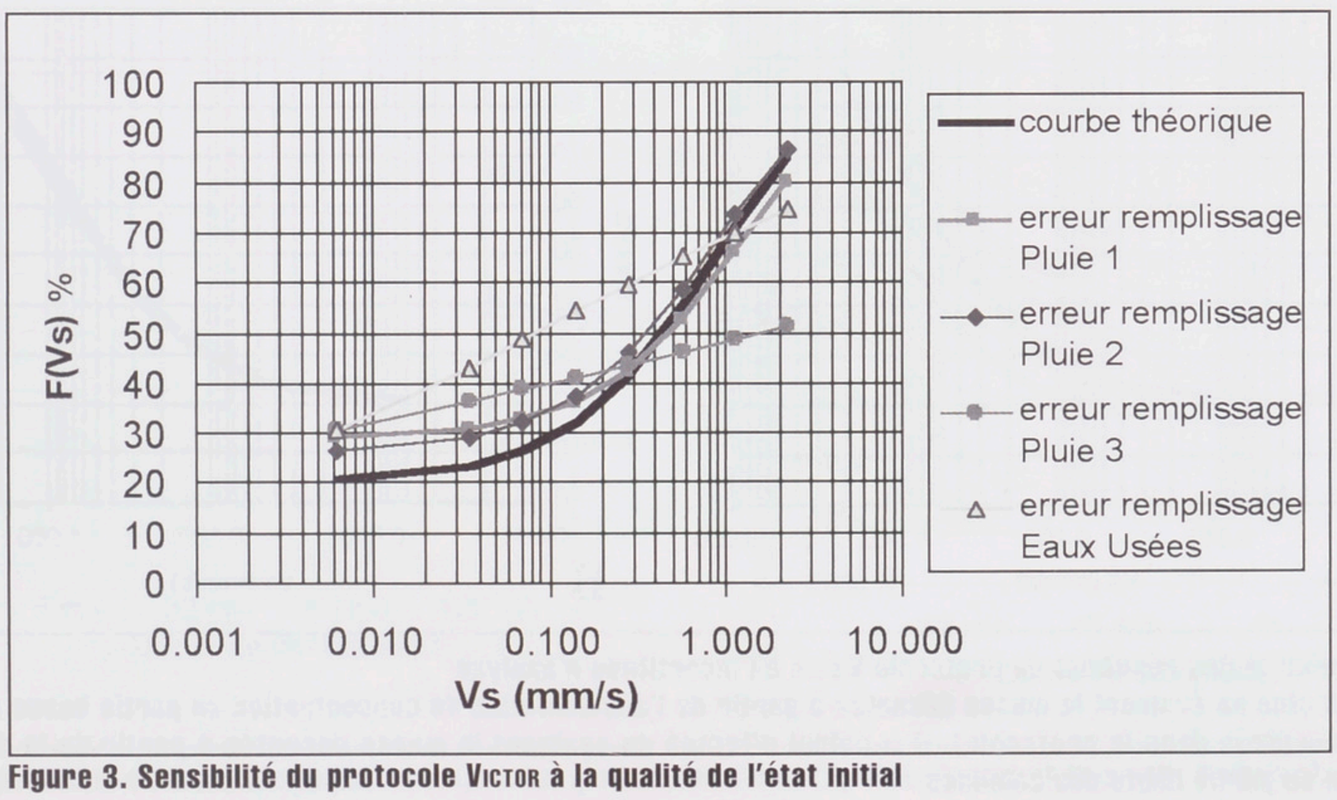


Figure 3. Sensibilité du protocole VICTOR à la qualité de l'état initial

certainement être améliorés si l'on disposait de la concentration initiale réelle dans chaque partie de colonne. À défaut de pouvoir mesurer la concentration initiale dans la partie haute et la partie basse de chaque colonne, nous suggérons de mesurer au temps ti les concentrations Chi et Cbi, et d'en déduire la concentration initiale moyenne dans l'ensemble de la colonne par conservation de la masse : Coi=(ChiVh+CbiVb)/(Vh+Vb)

3.2. Sensibilité des protocoles de mesure à l'incertitude d'analyse des polluants

Les résultats de tests de sensibilité à l'incertitude d'analyse sont donnés en *figure 4* pour le protocole VICTOR et *figure 5 pour le protocole VICPOL.*

Dans le cas de l'application du protocole VICTOR avec calcul des masses décantées à partir des concentrations mesurées dans la partie basse des colonnes (*figure 4 A*), le fuseau des courbes F⁻(Vs) est très large. Ainsi, F⁻(Vs)= 56 % à 77 % pour Vs=1 mm/s, et F⁻(Vs)= 19 % à 45% pour Vs=0,07 mm/s. Cette méthode paraît donc extrêmement sensible à l'incertitude d'analyse, et même une incertitude d'analyse modérée (écart-type : 5 %) a des conséquences importantes en termes de courbe de distribution des vitesses de chute.

En revanche, si le calcul des masses décantées est effectué à partir de la diminution de la concentration en partie haute des colonnes (*figure 4 B*), et non de l'augmentation des concentrations en partie basse des colonnes, l'écart entre les différentes courbes F⁻(Vs) devient négligeable. En effet, soit Mi la masse effectivement décantée au temps ti, M⁻bi la masse estimée à partir de la partie basse et M⁻hi la masse estimée à partir de la partie haute :

$$\frac{\tilde{M}bi - Mi}{Mi} = \chi_i\left(1+\frac{1}{\alpha_i}\right) - \frac{\chi_0}{\alpha_i} \text{ et } \frac{\tilde{M}hi - Mi}{Mi} = \chi_i\left(1-\frac{1}{\alpha_i}\right) + \frac{\chi_0}{\alpha_i},$$

l'incertitude sur M⁻bi est donc supérieure de 2χi à celle de M⁻hi. Aussi préconisons-nous lors de l'application du protocole VICTOR d'évaluer les masses décantées à partir de l'évolution des concentrations dans les parties hautes des colonnes.

Pour le protocole VICPOL (*figure 5*), l'incertitude sur F(Vs), induite par les incertitudes d'analyse est relativement élevée pour le premier temps de mesure (pour Vs=1,67mm/s, F⁻(Vs)= 68 % à 86 %) mais devient plus faible pour les temps de mesure suivants (pour Vs=0,03 mm/s, F⁻(Vs)=19 % à 26 %), soit une incertitude relative sur F(Vs) de l'ordre de ± 15 %. Dans le cas de l'analyse de polluant présentant une incertitude d'analyse supérieure à celle testée ici, il paraît donc indispensable d'effectuer plusieurs réplicats d'analyse afin d'assurer la fiabilité de la courbe F(Vs).

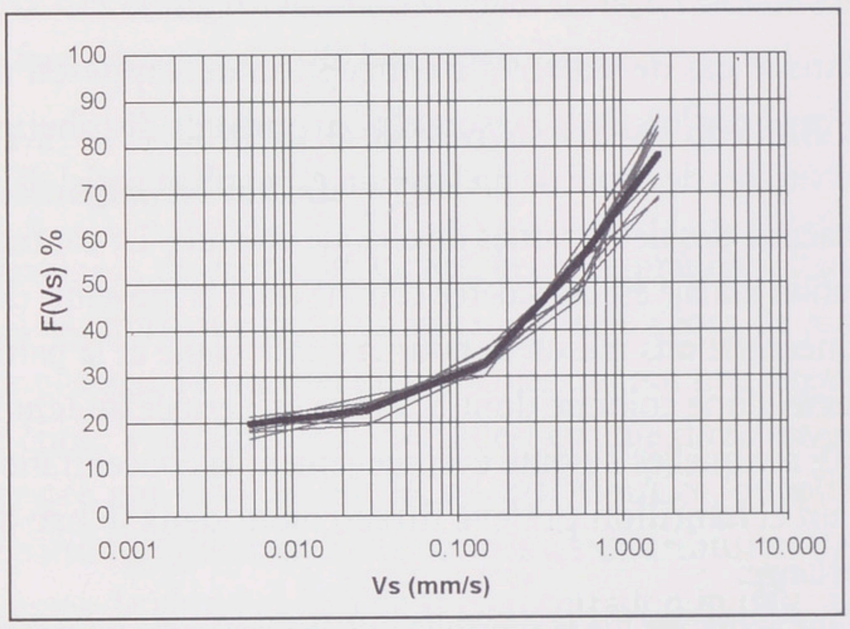


Figure 5. Sensibilité des résultats du protocole VICPOL à l'incertitude d'analyse

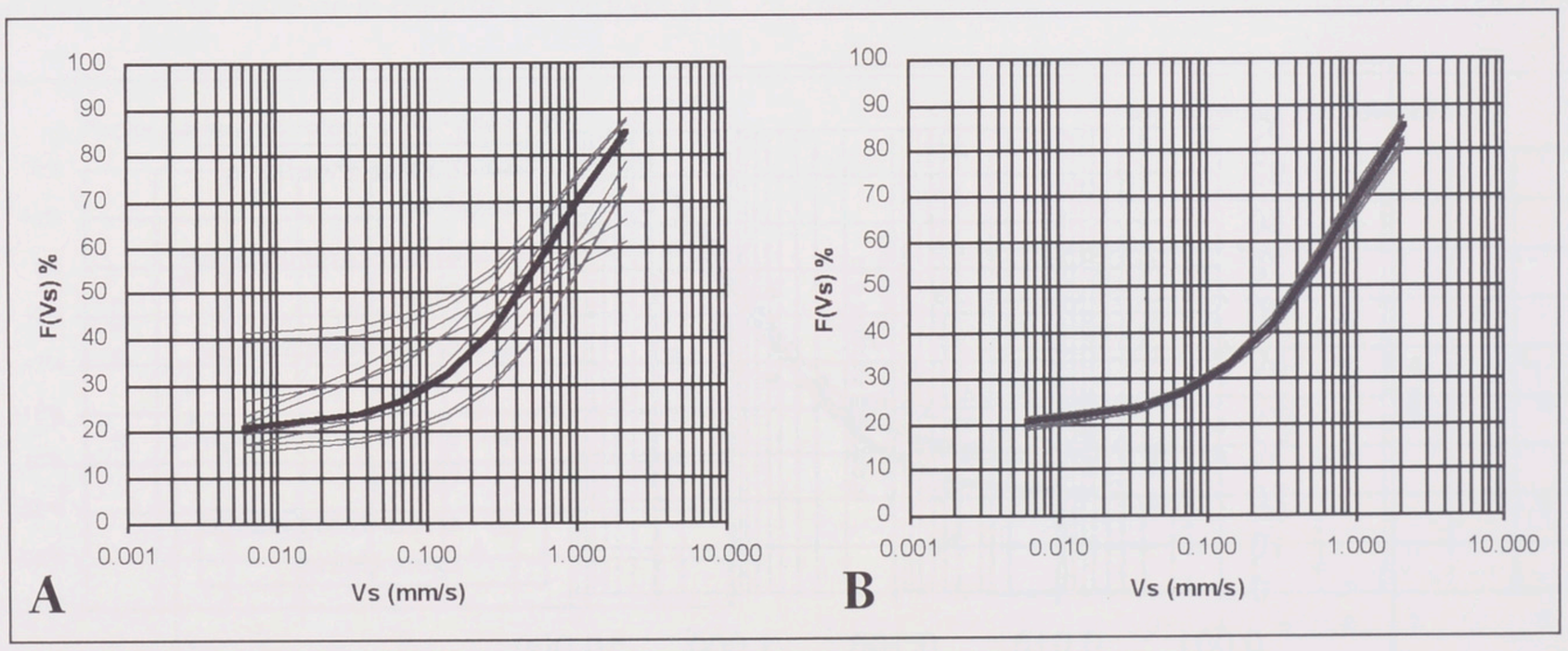


Figure 4. Sensibilité des résultats du protocole VICTOR à l'incertitude d'analyse
A = calcul effectué en évaluant la masse décantée à partir de l'augmentation de concentration en partie basse des colonnes (méthode préconisée dans le protocole). B = calcul effectué en évaluant la masse décantée à partir de la diminution de concentration en partie haute des colonnes

3.3. Reproductibilité de la mesure de vitesse de chute

D'après la *figure 6A*, la répétabilité du protocole VICTOR s'avère insuffisante lorsque le calcul des masses décantées est effectué à partir des concentrations dans les parties basses des colonnes. La fraction de la masse totale ayant décanté au bout du temps ti varie d'un facteur supérieur à deux d'un réplicat de fractionnement à l'autre pour ti= 64 mn et 120 mn, et d'un facteur 8 pour ti= 8 mn. Cette mauvaise répétabilité peut être en partie imputée, comme nous l'avons vu précédemment, à la sensibilité du protocole aux incertitudes d'analyse. Cependant ce facteur n'explique pas à lui seul l'intégralité de la variabilité observée, il faut y ajouter les incertitudes liées à l'homogénéité initiale, voire des fluctuations du processus de décantation en lui-même.

Les résultats de répétabilité du protocole VICTOR pourraient sans doute être sensiblement améliorés si le calcul des masses décantées étaient effectué à partir du suivi des concentrations dans les parties hautes des colonnes et si la concentration initiale moyenne dans la colonne était recalculée à partir des concentrations Chi et Cbi. Une nouvelle série de tests de répétabilité avec mesures des concentrations dans les parties hautes et basses est nécessaire pour vérifier cette hypothèse.

Les résultats obtenus avec VICPOL *(figure 6B)* font apparaître une bonne répétabilité de la décantation pour les temps 45 mn, 4 h et 24 h, et dans une moindre mesure pour le temps 12 mn. La fraction décantée (Co-Ci)/Co, pour un temps de décantation donné, varie de 4% au maximum entre les 4 réplicats de fractionnement pour les temps 4 h et 24 h, 8 % pour le temps 45 mn et 22 % pour le temps 12 mn. Ces erreurs sont peut être un peu sous-évaluées du fait du faible nombre de réplicats de fractionnement (N=4).

3.4. Évaluation de l'exactitude des résultats de mesure

Les résultats de VICTOR font apparaître une sous-estimation systématique des vitesses de chute par rapport à celles mesurées avec VICAS *(figure 7)*. Les écarts entre les deux protocoles varient suivant l'échantillon étudié : les distributions obtenues sont quasiment identiques pour l'échantillon du 14/05/02 ; en revanche pour les distributions du 13/03/01, 18/04/01 et 23/05/02 les valeurs de F(Vs) données par VICTOR pour Vs<0,1 mm/s sont supérieures d'un facteur 2 à 3 à celles mesurées avec VICAS.

Par ailleurs, les distributions calculées à partir des parties hautes de VICTOR sont dans deux cas sur les trois (21/05/02 et 23/05/02) significativement différentes de celles calculées à partir des parties basses. Cependant, même calculées à partir des partie hautes des colonnes, les vitesses de chute VICTOR restent inférieures à celles de VICAS.

Des tests ont été réalisés afin d'établir si la différence entre VICTOR et VICAS pouvait être imputée à la différence de diamètre intérieur des colonnes de sédimentation : 50 mm dans le cas de VICTOR et 70 mm dans le cas de VICAS. En effet, d'après RISTOW (1997), le frottement sur les parois conduit à une diminution de la vitesse de chute des particules, cette diminution étant d'autant plus sensible que le diamètre de la colonne est petit. Afin de mettre en évidence ce phénomène, des mesures de vitesses de chute ont été menées en parallèle sur 2 colonnes VICAS de diamètres respectifs 50 et 70 mm. L'opération a été répétée sur 5 échantillons différents d'eaux pluviales. Il n'a pas été observé de différence significative dans les distributions de vitesses de chute mesurées, ni de sous-estimation systématique des vitesses dans la colonne de diamètre 50 mm par rapport à celle de diamètre 70 mm. Ce résultat confirme donc les informations de CHEBBO et MILISIC (1989) indiquant que l'effet de la paroi sur la mesure de la vitesse

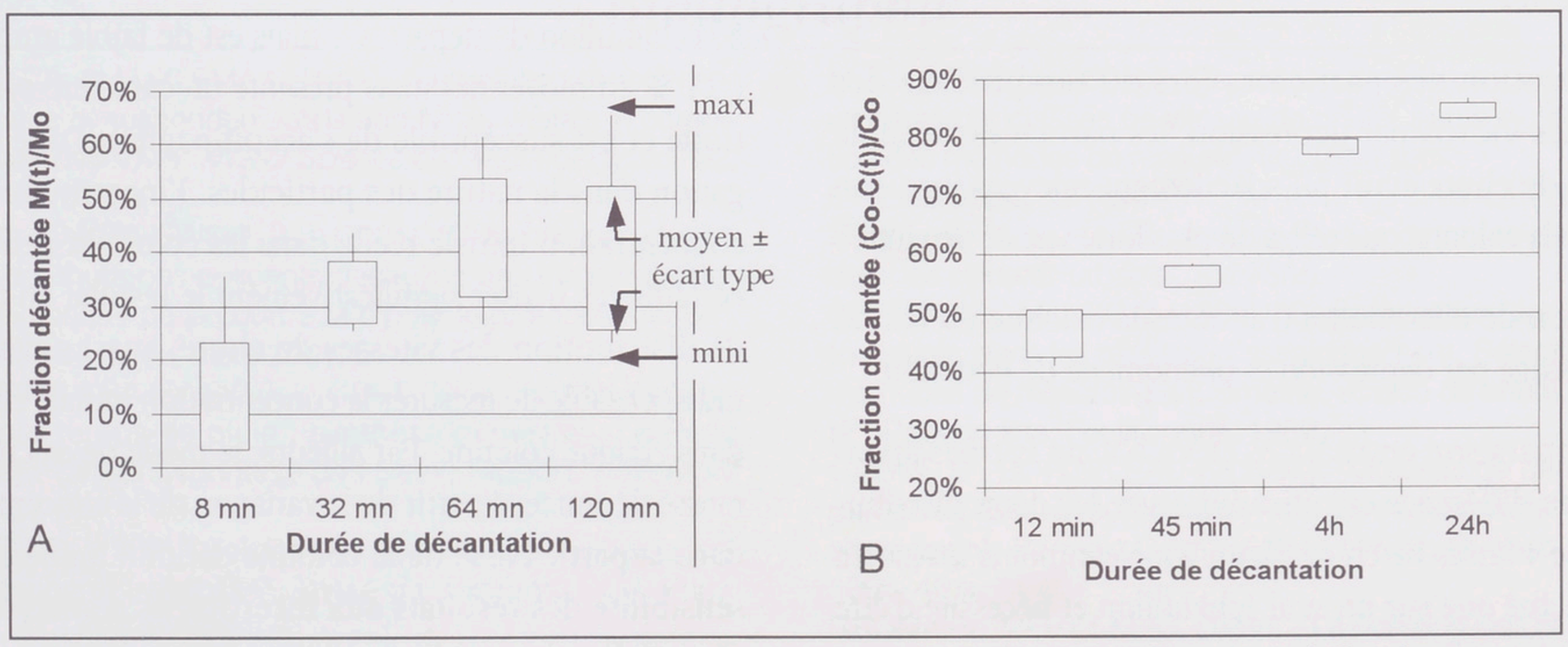


Figure 6. Répétabilité du fractionnement au moyen des protocoles VICTOR (A, 8 réplicats) et VICPOL (B, 4 réplicats)

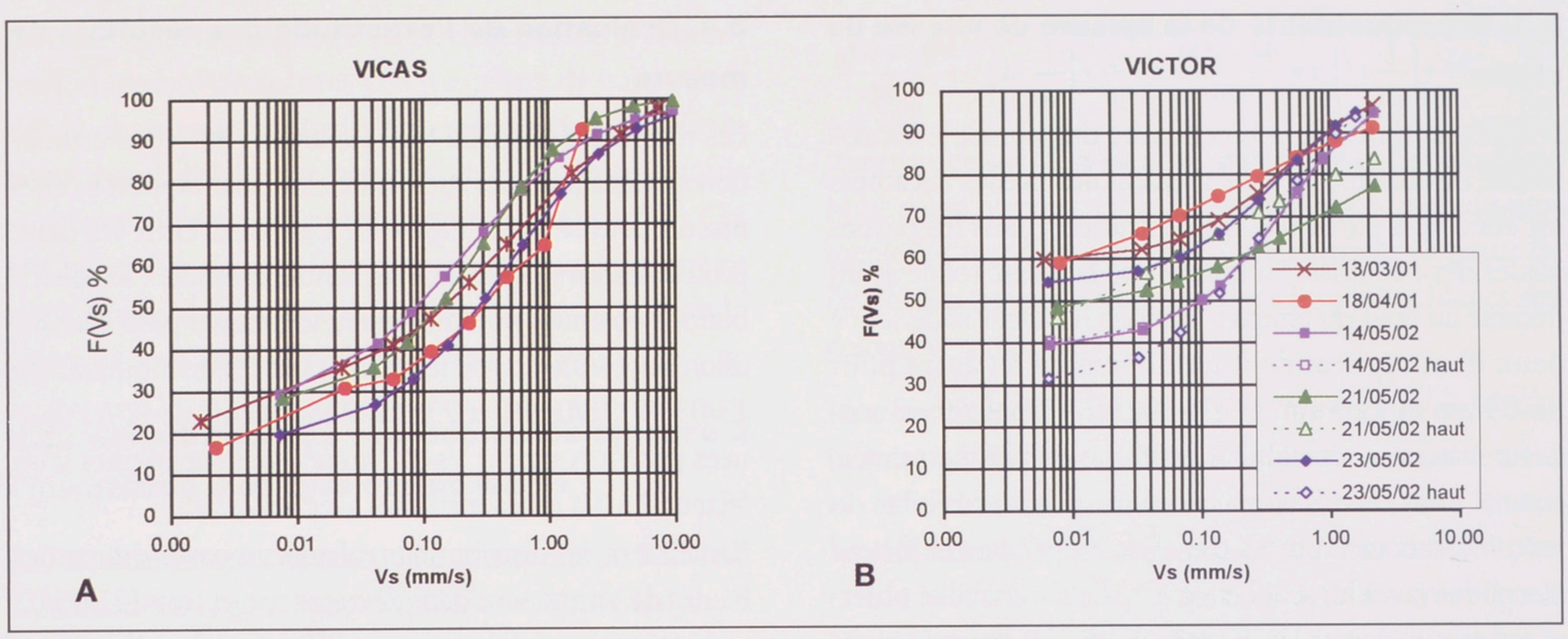


Figure 7. Comparaison des distributions de vitesse de chute des MES mesurées en parallèle avec VICTOR et VICAS

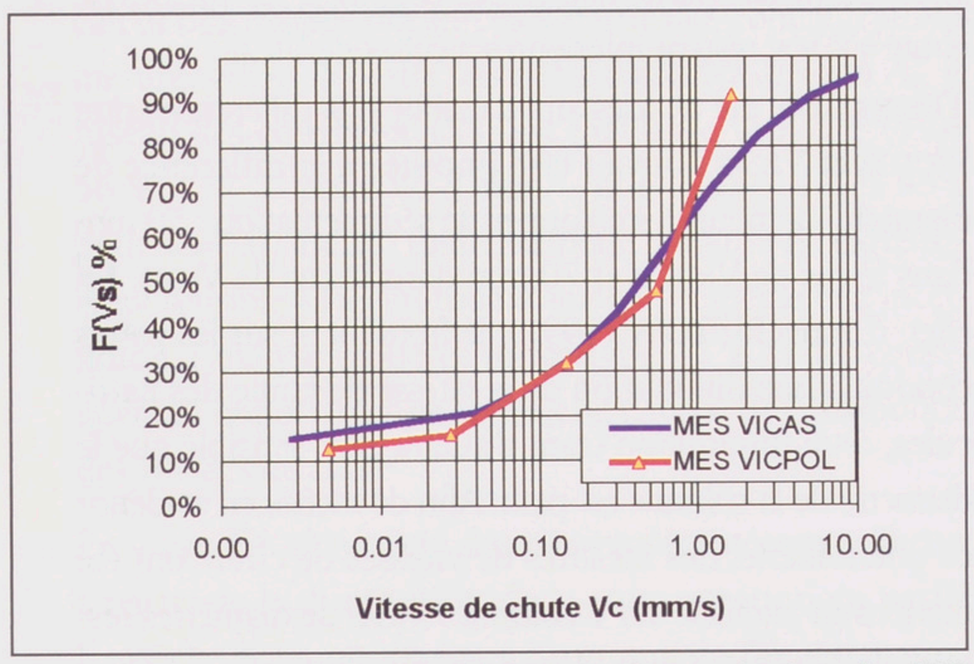


Figure 8. Comparaison des distributions de vitesse de chute des MES mesurées en parallèle avec VICPOL et VICAS

de chute peut être considéré comme négligeable pour un diamètre supérieur ou égal à 50 mm.

Bien que l'origine de la sous-estimation des vitesses de chute dans le protocole VICTOR n'ait pas été montrée, nous soupçonnons l'un des deux phénomènes suivants d'en être la cause :

- ségrégation des particules lors du remplissage des colonnes VICTOR par dépression, les particules de faible vitesse de chute étant plus facilement relevées jusqu'en haut de la colonne que celles de plus forte vitesse de chute ;

- création de microbulles d'air dans la colonne du fait du remplissage par dépression et phénomène de flottation.

La comparaison entre VICAS et VICPOL ne fait pas apparaître de différence significative entre les deux distributions de vitesses de chute (*figure 8*). Néanmoins le test n'a été effectué que sur un seul échantillon et nécessite d'être confirmé par d'autres essais.,

4. Conclusion

Des tests ont été réalisés au moyen de deux protocoles différents de mesure de la distribution des polluants par classes de vitesses de chute (protocole VICTOR et protocole VICPOL) afin d'évaluer la répétabilité et l'exactitude de ces protocoles. Ils ont porté en particulier sur :

- l'homogénéité des concentrations initiales en MES lors du remplissage des colonnes de sédimentation, et la sensibilité des mesures de vitesse de chute à cette homogénéité initiale ;

- la sensibilité des calculs de distributions de vitesses de chute aux incertitudes d'analyse ;

- la répétabilité de la mesure.

Les tests réalisés sur le protocole VICTOR ont démontré la nécessité de modifier son mode de mise en œuvre afin d'améliorer la répétabilité de la mesure et de diminuer sa sensibilité à l'homogénéité initiale et aux incertitudes. Le remplissage par dépression de VICTOR, avec une dénivelée de l'ordre de 1,5 m, conduit à une diminution des concentrations en MES en partie haute des colonnes par rapport à l'échantillon de départ. Ce biais est de faible amplitude (-11 % en moyenne) mais présente un caractère systématique et est susceptible de s'accompagner d'une ségrégation dans la nature des particules. L'incertitude sur la concentration initiale réelle dans les colonnes peut dans certains cas biaiser significativement le résultat en termes de distribution des vitesses de chute, aussi s'avère-t-il indispensable de mesurer la concentration initiale effective dans chaque colonne. Par ailleurs, le mode de calcul de la masse décantée, à partir de la variation de la concentration dans la partie basse de la colonne conduit à une grande sensibilité des résultats aux incertitudes d'analyses. Ce phénomène disparaît en revanche si la masse décantée est

évaluée à partir de la diminution des concentrations en partie haute des colonnes. Nous proposons de ce fait la modification suivante du protocole :
- mesure des concentration Chi et Cbi dans les parties haute et basse de chaque colonne au temps ti,
- évaluation de la concentration initiale moyenne dans la colonne i : Coi = (ChiVhi+CbiVbi)/(Vhi+Vbi),
- calcul de la masse décantée par différence entre la concentration initiale Coi et la concentration dans la partie haute de la colonne M(ti) = Coi-Chi,
- réalisation de deux à trois réplicats de chaque analyse.

Dans le cas de VICPOL, le remplissage gravitaire permet en général une bonne homogénéité initiale entre les différentes colonnes et le bac. De plus, un échantillon initial étant prélevé au moment du remplissage de chaque colonne, les légères variations de concentration initiale entre les colonnes n'affectent pas le calcul. Les incertitudes d'analyse affectent essentiellement les résultats obtenus pour les temps de décantation les plus courts. La réalisation de trois réplicats de chaque analyse est à préconiser, en particulier lorsqu'il s'agit d'analyses de micropolluants, pour diminuer la sensibilité du calcul aux incertitudes d'analyse.
Par ailleurs, des mesures ont été effectuées en parallèle au moyen des protocoles testés et d'un protocole considéré comme protocole de référence pour la mesure de la vitesse de chute des MES (protocole VICAS). Les mesures de distribution de vitesse de chute des MES obtenues avec VICTOR font apparaître une surestimation systématique de F(Vs) par rapport aux résultats de VICAS. La cause de cette surestimation n'a pas été démontrée, il pourrait s'agir de ségrégation des particules lors du remplissage par dépression ou de flottation par des microbulles d'air. L'unique tests intercomparatif entre VICPOL et VICAS ne fait pas apparaître d'écart entre les deux mesures.

À la suite de ces tests, le protocole de mesure VICPOL a été retenu pour les travaux de recherche du CEREVE sur le thème « Transport et gestion des polluants dans les réseaux d'assainissement ». Ce protocole est apparu comme étant plus simple à mettre en œuvre que VICTOR et de ce fait, moins sujet à des erreurs de manipulation. De plus, contrairement à VICTOR il s'agit d'une mesure directe de F(Vs) ne nécessitant pas de faire des hypothèses sur la densité de distribution de vitesse de chute et de résoudre un système différentiel. Les premiers tests menés avec VICPOL sont encourageants tant en termes de répétabilité que d'exactitude. Ils nécessitent cependant d'être complétés et appliqués cette fois ci aux cas de différents polluants et non seulement des MES.

Dans un premier temps, le protocole VICPOL sera appliqué dans le cadre des travaux de recherche menés par le CEREVE sur le thème de la caractérisation des effluents unitaires de temps de pluie. Les résultats obtenus permettront d'évaluer l'intérêt effectif de ce type de mesure, et de déterminer la nécessité ou non de promouvoir ce type de mesure dans un cadre opérationnel.

Remerciements

Les auteurs remercient R. PALARIC, S. EDDIK et R. BHOURI qui ont tous les trois participé à cette étude durant leurs stages de DEA, ainsi que S. CHASTRUSSE, pour son aide.

Bibliographie

BENOIST A. et LIJKLEMA L. (1990). "Distribution of sedimentation rates of suspended solids and heavy metals in combined sewer overflows". *Water Science and Technology,* vol. 22, n°10/11, p.61-68.

BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. (2001). "Détermination des vitesses de chute des polluants des rejets urbains par ajustement numérique de la courbe M(t) pour le protocole VICTOR". Rapport INSA, Lyon, mars 2001, 62 p.

BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. (1994). "Pollution des rejets urbains par temps de pluie : synthèse générale". Le Pecq (France) : CIRSEE Lyonnaise des Eaux, rapport, novembre 1994, 137 p.

CHEBBO G. (1992). "Solides des rejets pluviaux urbains, caractérisation et traitabilité". Thèse de doctorat, ENPC, Paris, France, 413 p. + annexes.

CHEBBO G., BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. GROMAIRE M.-C., AIRES N. (2004b). "Répartition des polluants des eaux urbaines par classes de vitesse de chute. Partie A : description des méthodes de mesure". (ce *TSM*).

CHEBBO G., GROMAIRE M.-C., LUCAS E. (2004a). "Protocole VICAS – mesure de la vitesse de chute des MES dans les effluents urbains". (ce *TSM*).

CHEBBO G., MILISIC V. (1989). "Caractérisation des solides transférés dans les réseaux d'assainissement. Sélection des méthodes de mesure: granulométrie, vitesse de chute, densité". Rapport IFTS, Foulayronne, 1989.

GAGNE B., BORDELEAU F. (1996)." Vitesses de chute des particules. Essais comparatifs des méthodes allemande et américaine". Rapport CEGEO, Saint Laurent, Québec, février 1996, 46 p.

GROMAIRE-MERTZ M.-C. (1998). "La pollution des eaux pluviales urbaines en réseau d'assainissement unitaire.

Caractéristiques et origines". Thèse de doctorat, ENPC, Paris, France, 503 p. + annexes.
LUCAS-AIGUIER E., BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L., CHEBBO G. (2000). "Protocole VICTOR de mesure de la distribution des polluants particulaires en fonction des vitesses de chute dans les effluents urbains". Rapport d'étude CEREVE, INSA, CTIA, octobre 2000, 57 p.
MICHELBACH S., WOHRLE C. (1993). "Settleable solids in a combined sewer system, settling characteristics, heavy metals, efficiency of storm water tanks". *Water Science and technology,* 17 (5/6), pp 407-427.
PISANO W.C. (1996). "Summary: United States "sewer solids" settling characterization methods, results, uses and perspective". *Water science and Technology,* vol.33, n°9, p.109-115.
RISTOW G.H. (1997). "Wall correction factor for sinking particles in fluides". *Physical review,* vol. 55, n°3, p. 2808-2813.
TYACK N., HEDGES P., SMISSION R. (1992). "The use of sewage settling velocity grading in combined sewer overflow design". Proceedings of NOVATECH'92 conference, Lyon, November 1992, p. 341-348.

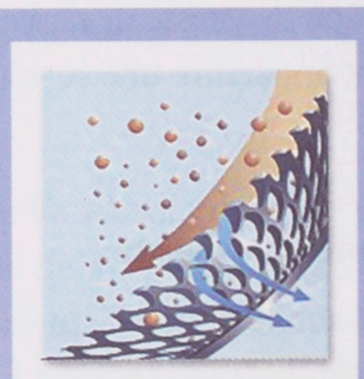
Résumé

M.-C. GROMAIRE, M. SAAD, G. CHEBBO. Répartition des polluants des eaux urbaines par classes de vitesses de chute. Partie B : analyse des méthodes de mesure

Deux protocoles de mesure de la distribution des polluants par classes de vitesses de chute (protocoles VICTOR et VICPOL) ont été testés, en vue d'évaluer la précision et l'exactitude des résultats obtenus. L'accent a été mis sur les incertitudes pouvant provenir de modification de l'échantillon lors du remplissage du dispositif de mesure, sur l'influence des incertitudes d'analyse, et la répétabilité globale de processus. Des intercomparaisons des distributions de vitesses de chute des MES entre les deux protocoles testés et le protocole VICAS, considéré comme un protocole de référence pour les MES, ont également été réalisées.

SURFSEP

Principe de la séparation tangentielle



Dégrillage des eaux de ruissellement

Criblage : déchets flottants et matières solides sédimentaires

Débit nominal : de 1 à 1 000 l/s

Technologie : CDS – *Continous Deflective Separation* – séparation tangentielle

Avantages : autonettoyant – évite le colmatage – ouvrage compact

Hydroconcept®
eau et assainissement

10 rue Jean Jaurès
Immeuble Le LIWIN
92800 Puteaux
Tél. : 01 47 78 40 37
Fax : 01 47 78 40 05
E-mail : hydroconcept@wanadoo.fr
Web : http://www.hydroconcept.fr

AÉRATEURS DE DÉPANNAGE

LOCATION & VENTE

- Bassins d'épuration
- Dopage en aération
- Installation rapide et simple
- Mise en place **sans grutage**
- Fiable, accessible : matériel en bord de bassin

— transport express →

BIOTRADE

Tél. : 05 61 55 94 71
E-mail : contactus@biotrade.fr
Internet : www.biotrade.fr

Groupe Eaux de Marseille

Abonnement, consommation, qualité de l'eau, facturation, tarification, règlement ...

"La Passerelle", le Centre Service Clients des Eaux de Marseille

N°Azur 0 810 400 500

PRIX D'APPEL LOCAL

du lundi au vendredi de 8h à 19h et le samedi de 9h à 12h

LA PASSERELLE

SNECOREP

3 rue de Berri 75008 Paris
Téléphone : 01 44 13 32 24
Télécopieur : 01 44 13 32 42
Email : crivatm@fntp.fr
www.snecorep.com

SNECOREP

Le Syndicat National des Entrepreneurs, Concepteurs et Réalisateurs de Stations de Pompage **a participé activement à la mise à jour des Fascicules 73 et 81.1 du C.C.T.G.**

Les fascicules sont maintenant disponibles à la Direction des Journaux Officiels
www.journal-officiel.gouv.fr

L'ensemble de la filière eau dispose dorénavant de documents définissant l'état de l'art dans la matière.

Dépollution des effluents urbains de temps de pluie en bassins de stockage décantation

■ N. AIRES[1], G. CHEBBO[2,3], J.-P. TABUCHI[1], Ph. BATTAGLIA[4]

Mots-clés : Stockage-décantation, mesures sur sites, efficacité, dimensionnement, conception, gestion

Introduction

Les bassins de retenue se sont imposés au cours des dernières décennies comme un élément urbain de gestion des effluents de temps de pluie. Initialement conçus pour stocker les apports excédentaires et réguler les débits, ils se sont révélés par la suite des dispositifs de dépollution efficaces. Ce constat a motivé la réalisation de recherches complémentaires. Ces dernières avaient pour but la caractérisation des effluents urbains de temps de pluie et une meilleure compréhension des processus en jeu afin de gérer au mieux les fonctions assignées à ces ouvrages.

Certains bassins de retenue réalisés au cours des dix dernières années ont tenté de prendre en compte les premiers enseignements recueillis afin d'améliorer la décantation dans des ouvrages dédiés, soit exclusivement à la dépollution des rejets urbains de temps de pluie, soit à la lutte contre des débordements de réseau et à la dépollution. Des suivis expérimentaux ont été effectués sur quelques-uns de ces ouvrages. Notre propos portera en particulier sur les résultats de quatre études réalisées sur un bassin à ciel ouvert et trois bassins enterrés localisés sur les communes de Sargelé-Le-Mans (Sarthe), Vitry-sur-Seine (Val-de-Marne), Montfermeil (Seine-Saint-Denis) et Nancy (Meurthe-et-Moselle). Les suivis effectués sur ces ouvrages ont permis de proposer certaines modifications de conception et de gestion améliorant la dépollution tout en conciliant cet usage, lorsque cela s'imposait, avec la lutte contre les débordements de réseaux.

Les résultats obtenus sont commentés en regard de résultats de travaux récents relatifs au dimensionnement des ouvrages et à l'étude de nouveaux modes de gestion conciliant dépollution et lutte contre les débordements de réseaux.

1. Contextes expérimentaux

Sont décrits successivement dans ce chapitre, les principales caractéristiques des sites étudiés, le fonctionnement des ouvrages et les protocoles de suivi ainsi que l'instrumentation mise en œuvre.

Sites	Sarge à Sarge-Les-Le-Mans	Vitry - EV3 à Vitry-sur-Seine	Beauregard à Montfermeil	Gentilly à Nancy
Surface BV en ha	250	540	185	151
Surface imperméabilisée du BV (ha)	42,5	200	-	80
Surface active du BV en ha	-	331	40,7	-
Occupation du sol	Périurbain *	Urbain et urbain dense	Urbain **	Urbain ***
Réseau	Unitaire	Unitaire	Séparatif	Mixte
* Rural majoritaire (coef. imp. < 20 % pour 63 % de la surface totale) ** Pavillonnaire majoritaire *** Zone commerciale, immeubles et pavillonnaire				

Tableau I. Caractéristiques du bassin versant (BV)

1.1. Principales caractéristiques des sites étudiés

Les sites étudiés présentent des caractéristiques très contrastées en termes de taille de bassin versant, de type de réseau et d'occupation du sol (*tableau I*).

1. Agence de l'eau Seine Normandie, 51 rue Salvador Allende, 92027 Nanterre, France.
2. Cereve, (Enpc-Engref-Upvm), 6-8 av. Blaise Pascal, 77455 Marne-la-Vallée, cedex 2, France.
3. Faculté de Génie, Université libanaise, Beyrouth, Liban.
4. Cete de l'Est et Gemcea, 149, rue G. Peri, 54500 Vandœuvre-les-Nancy, France.

La surface active est un descripteur du bassin versant plus pertinent que la surface imperméabilisée en regard du ruissellement. Il n'a pas pu être défini sur Sarge et Nancy Gentilly. Cet indicateur constitue une information importante pour évaluer les flux hydrauliques générés par temps de pluie.

1.2. Caractéristiques et fonctionnement des ouvrages

Les quatre ouvrages étudiés sont décrits succinctement dans le *tableau II*. Les *figures 1, 2, 3* et *4* permettent une visualisation plus précise de leur conception.

Ces ouvrages sont alimentés dès lors que le débit des collecteurs dépasse un certain seuil. Ils sont conçus de façon à diriger une partie des eaux stockées vers le milieu naturel après décantation, les eaux les plus chargées et les dépôts étant évacués vers la station d'épuration après une éventuelle séparation intermédiaire sur hydrocyclones (Vitry). Les compartiments dédiés à la décantation fonctionnent tous en débit traversier au-delà d'un certain niveau de remplissage (surverse aval soit vers un autre compartiment du bassin, soit vers le milieu naturel).

Sites		Sarge	Vitry	Beauregard	Gentilly
Date de construction		1993	1994	1995	1972 et compartimenté en 2000
Vocation(s)		Dépollution	Ecrêtement* et dépollution	Ecrêtement* et dépollution	Ecrêtement* à l'origine ; dépollution depuis 1996
Conception	Enterré	Non	Oui	Oui	Oui
	Forme	Rectangulaire	Triangulaire	Circulaire	Rectangulaire
	Compartiments	1	5	2	2 depuis 2000
	Compartiments de décantation	1	2 (B11 et B 12)	1 (B1)	2 (C1 et C2)
	Capacité totale de stockage **	839 m^3	49 300 m^3	18 000 m^3	11 000 m^3
	Capacité spécifique de stockage ***	20 m^3 / ha. imp.	149 m^3 / ha. actif	442 m^3 / ha. actif	137 m^3/ ha imperméabilisé
	Prétraitements	Dessableur en série	Dessableur en parallèle - Dégrillage	Aucun	Aucun
Alimentation	Gravitaire	Oui	Oui	Oui	Oui
	Nombre de collecteurs	1	2	1	3 (2 unitaires et 1 pluvial)
	En dérivation	Oui	Oui	Oui	Oui, pour le collecteur Croix-Saint-Claude
Restitution	Vers le milieu naturel	Surverse et vidange gravitaire (bras articulé)	Vidange gravitaire et/ou par pompage	Surverse et vidange par pompage	Surverse et vidange gravitaires
	Vers la station d'épuration	Gravitaire	Par pompage	Par pompage	Gravitaire
Nettoyage	Décanteur	Réservoirs de chasse	Augets sur B11 - Manuel sur B12	Augets sur B1	Engin de chantier ****
	Dessableur	Manuel ****	Manuel ****	-	-

*Lutte contre les débordements de réseaux.

**À Vitry B11 : 11 784 m^3 et B12 : 6 062 m^3 – À Beauregard B1 : 7 000 m^3- À Nancy C1 : 2000m^3 et C2 : 9000 m^3 (remplissage de C1 puis surverse éventuelle de C1 vers C2).

*** À Vitry B11 : 36 m^3/ha. actif et B12 : 18 m^3/ha. actif – À Beauregard B1 : 172 m^3/ha. actif.

**** Pas de curage systématique entre chaque pluie.

Tableau II. Caractéristiques des ouvrages

1.2.1. Sarge

Le bassin à ciel ouvert de Sarge (*figure 4*) est alimenté dès lors que le débit dans le réseau unitaire dépasse 30 l/s (débit de temps sec de l'ordre de 5 l/s) par fermeture complète de la vanne située sur le réseau unitaire. Dans un premier temps l'intégralité des effluents entrant dans l'ouvrage est stockée, aucun débit de fuite n'est admis. Ce n'est que lorsque la capacité de stockage du bassin est dépassée que la surverse vers le milieu naturel, en sortie d'ouvrage, est activée. Lorsque les apports de temps de pluie cessent, les effluents stockés dans le bassin sont soumis à une décantation statique de 3 heures. À l'issue de cette période, une prise d'eau de surface permet l'évacuation vers le milieu naturel des eaux dont la concentration en MES est inférieure à 50 mg/l. Cette concentration est évaluée de manière indirecte par correspondance avec une valeur turbidimétrique. Les effluents dont la concentration dépasse 50 mg/l subissent une période supplémentaire de décantation de 90 minutes à l'issue de laquelle, suivant la turbidité résiduelle, ils sont dirigés soit vers le milieu naturel, soit vers la station d'épuration.

1.2.2. Vitry

Le fonctionnement complexe de l'ouvrage enterré de Vitry est schématisé par la *figure 1*.

Le prétraitement (côté émissaire de Villejuif) est sollicité systématiquement par temps de pluie. La consigne d'alimentation du bassin est basée sur le dépassement d'un seuil de niveau d'eau dans les collecteurs d'amenée. B11 est le premier compartiment par lequel transitent les effluents de temps de pluie, c'est également le plus fréquemment sollicité. Le compartiment B12 est alimenté par surverse de B11. La vidange gravitaire vers la Seine via l'émissaire de Villejuif, s'effectue immédiatement, dès la fin du remplissage, si la hauteur d'eau est suffisante. La vidange par pompage (également vers le milieu naturel via l'émissaire de Villejuif) s'effectue, lorsque la hauteur d'eau est comprise entre deux seuils de consigne, soit au bout de 2 heures de décantation, soit lorsque l'abattement de turbidité du B11 est suffisant (paramétré à 80 % en 1996). Lorsque la hauteur de remplissage du bassin reste inférieure à un seuil donné, les effluents sont intégralement vidangés vers des hydrocyclones par les pompes à boue. De même, les effluents de fosses à boues des compartiments B11 et B12 sont dirigés vers les hydrocyclones/classificateurs par 3 pompes à boues de 30 l/s chacune.
L'eau de surverse des hydrocyclones est envoyée vers le collecteur d'eaux usées. L'eau de souverse est redirigée vers B11 après décantation dans un classificateur. Les sables sont évacués en décharge une fois extraits du classificateur par une vis sans fin.

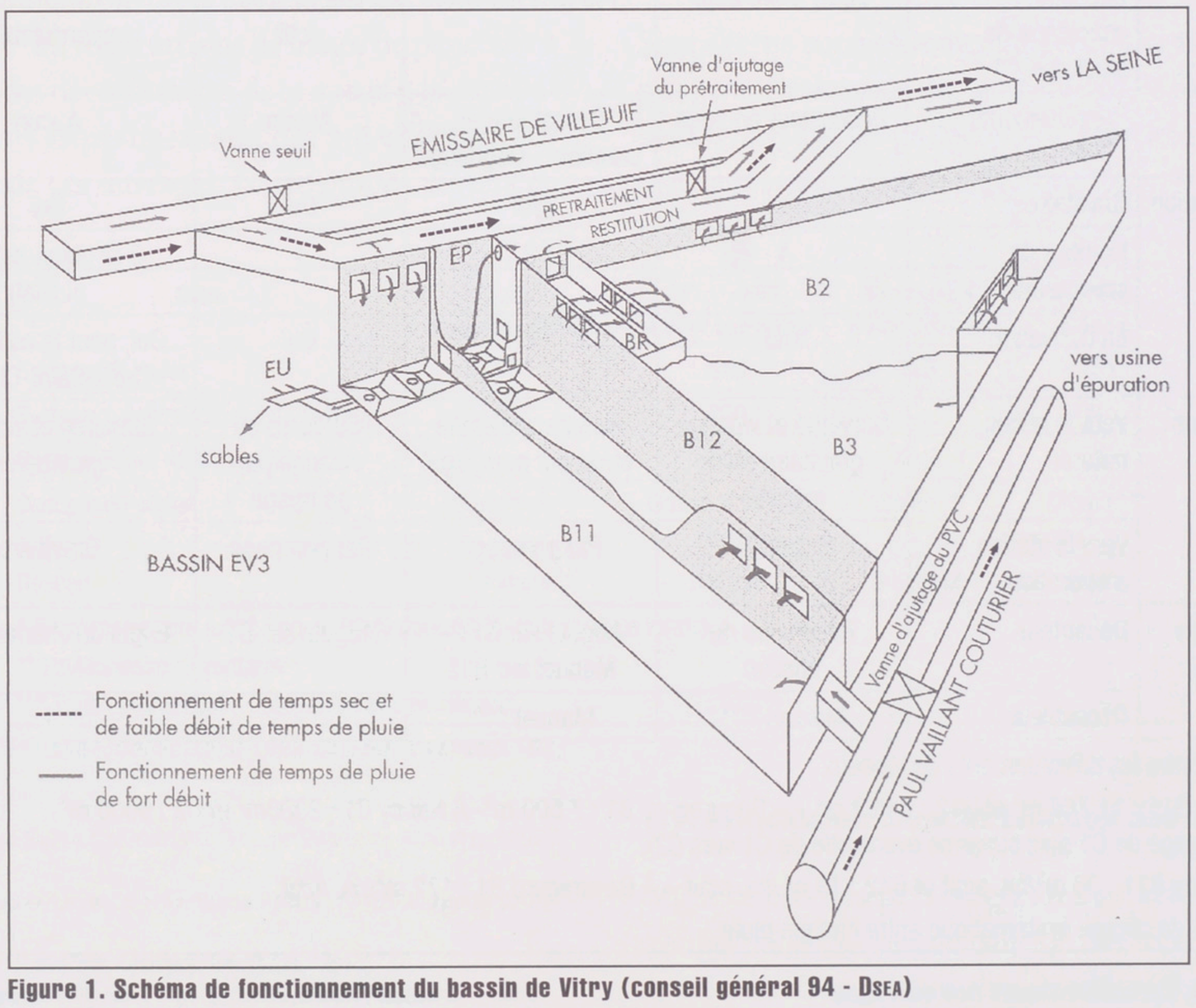


Figure 1. Schéma de fonctionnement du bassin de Vitry (conseil général 94 - DSEA)

1.2.3. Beauregard

Le fonctionnement du bassin de Beauregard ainsi que son instrumentation sont schématisés dans la *figure 2*.

Le bassin est alimenté par dépassement d'un seuil de niveau d'eau dans le collecteur d'amenée. En fonctionnement normal, les collecteurs sont sollicités au maximum de leur capacité et seuls les débits excédentaires sont dirigés vers le bassin. Pour les besoins de l'étude, les conditions de sollicitation ont été modifiées afin de faire transiter dans le bassin de stockage l'intégralité des effluents générés par le bassin versant lors d'un événement pluvieux significatif.

B1 est le premier compartiment par lequel transitent les effluents de temps de pluie. Le compartiment B2 est alimenté par surverse du compartiment B1. La vidange par pompage du bassin B1 est différée de façon à favoriser la décantation statique. Après retour aux conditions initiales de temps sec, le laps de temps avant démarrage de la vidange est fonction de la hauteur d'eau dans le bassin (4 consignes différentes) : de 30 à 75 minutes. Un quart d'heure par mètre de hauteur d'eau supplémentaire correspond à une vitesse de chute des MES d'environ 0,1 cm/s. La vidange s'effectue dans un premier temps vers le milieu naturel puis vers le réseau d'eau usée pour

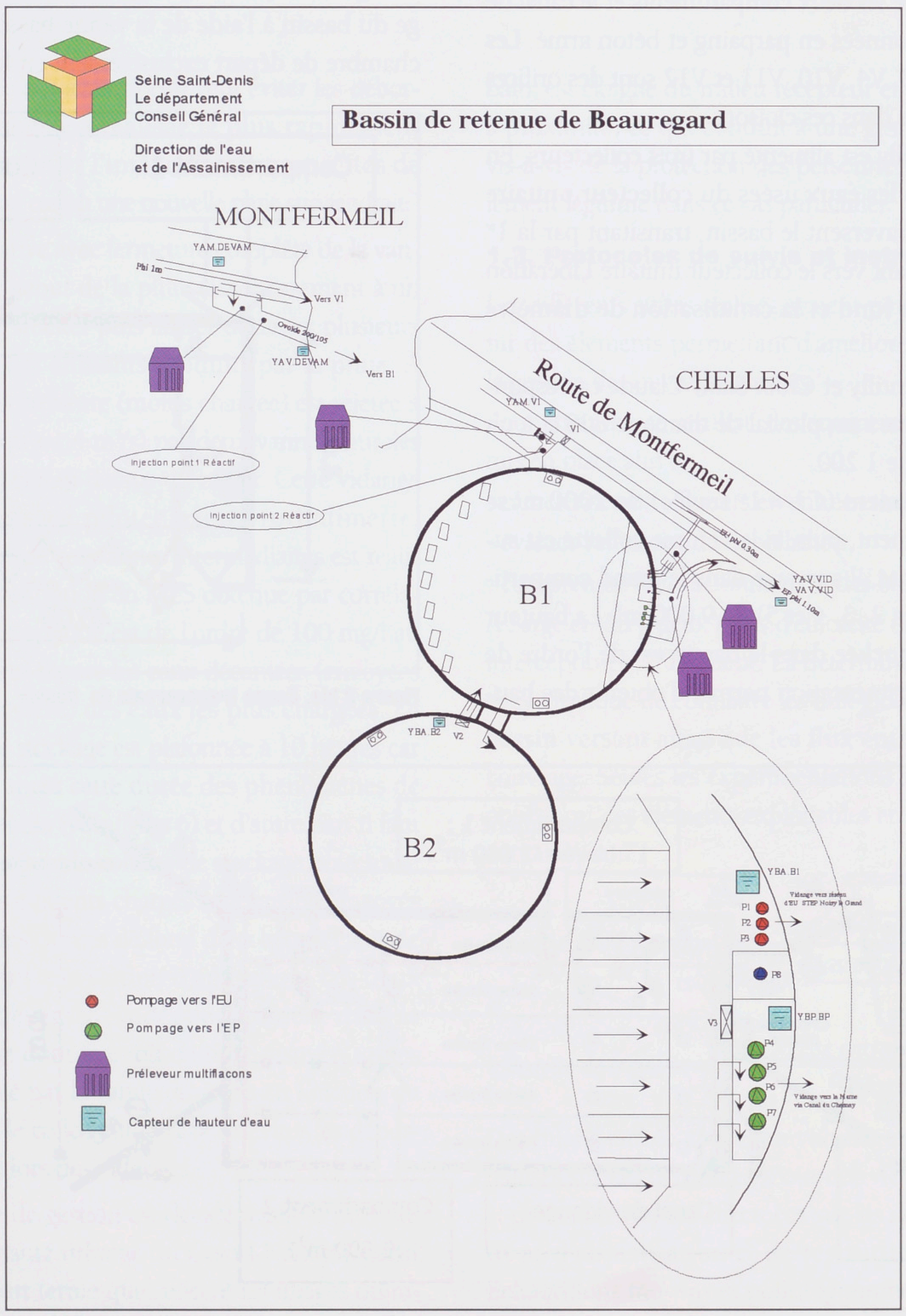


Figure 2. Schéma de fonctionnement et instrumentation du bassin de Beauregard

les dernières eaux stockées et les dépôts. Le débit de reprise, en début de vidange vers le milieu naturel, peut atteindre 0,5 m³/s.

1.2.4. Gentilly

Ce bassin a été conçu en 1970 dans un but exclusif de régulation hydraulique. Il était initialement constitué d'un seul compartiment. En 1994, une étude de faisabilité pour y réaliser le traitement délocalisé d'eaux mixtes de temps de pluie a débuté. Une série d'expérimentations a eu lieu de 1996 à 1999 sur le mode " dépollution ". Elle a conduit en 2000, à diviser le bassin initial en deux compartiments (C1 et C2, de volumes respectifs 2 000 m³ et 9 000 m³) afin d'optimiser la décantation statique puis la séparation des eaux décantées et des eaux les plus chargées. Les cloisons internes, entre les deux compartiments et le canal de vidange sont maçonnées en parpaing et béton armé. Les vannes V1, V2, V3, V4, V10, V11 et V12 sont des orifices à diverses hauteurs dans ces cloisons.

Le bassin de Gentilly est alimenté par trois collecteurs. En temps sec, seules les eaux usées du collecteur unitaire Champ-le-Bœuf traversent le bassin, transitant par la 1re travée puis s'écoulant vers le collecteur unitaire Libération via une vanne de fond et la canalisation de diamètre 1 000.

Les collecteurs Gentilly et Croix-Saint-Claude correspondent respectivement à un pluvial de diamètre 800 et à un unitaire de diamètre 1 200.

Le petit compartiment (C1 = 1re travée) de 2000 m³ se remplit gravitairement, puis, si le volume collecté est supérieur à sa capacité, il surverse dans le grand compartiment (C2 = travées 2, 3, 4 et 5) de 9 000 m³. La hauteur maximale d'eau stockée dans le bassin est de l'ordre de 4,4 m. La compartimentation permet d'obtenir des hauteurs d'eau suffisantes pour assurer une séparation des eaux pour les petites pluies (< 5 mm). Ceci, sans remettre en cause les objectifs initiaux de protection des personnes et des biens contre les débordements du réseau aval. L'intérêt majeur est de permettre une dépollution partielle des effluents de temps de pluie à moindre coût pour la collectivité.

L'exutoire unique est un collecteur unitaire (collecteur Libération) de plus de quatre kilomètres de long, en milieu urbain dense avec une pente moyenne importante (> 3 %).

Par temps de pluie, il existe deux modes d'utilisation possible du bassin.

Une gestion hydraulique qui consiste à gérer le remplissage du bassin à l'aide de la vanne basse de sortie dans la chambre de départ exclusivement en fonction du niveau

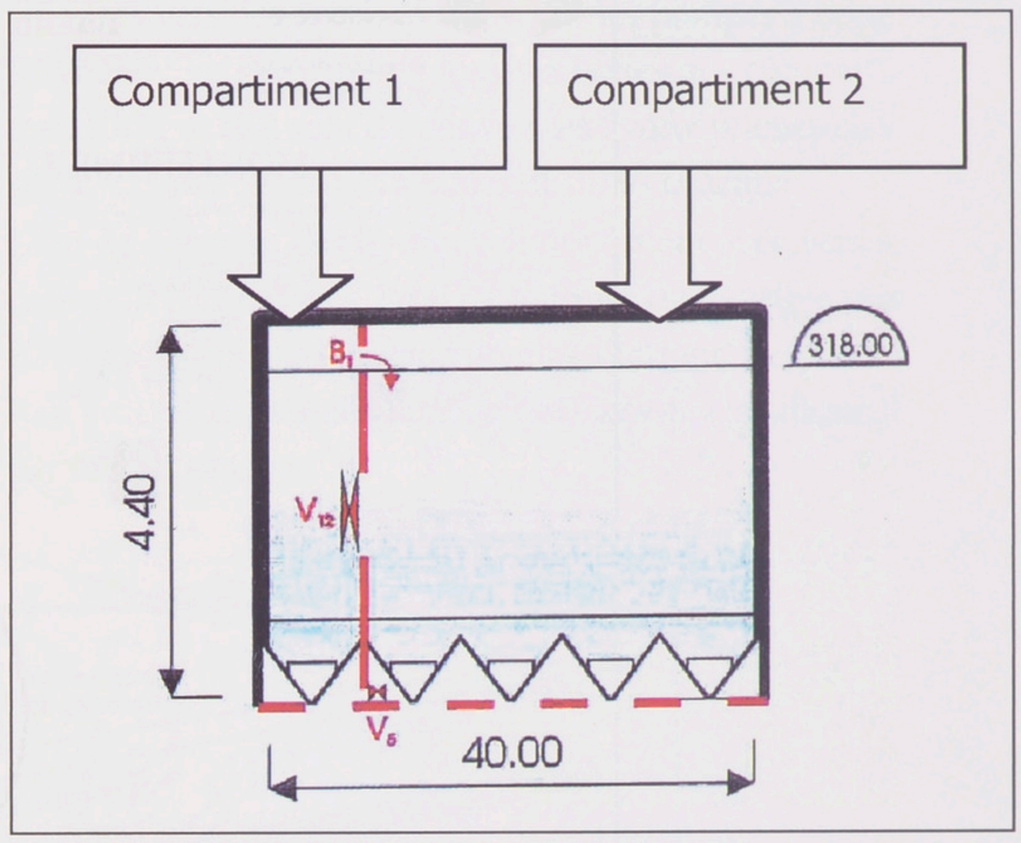


Figure 3 bis. Coupe transversale du bassin

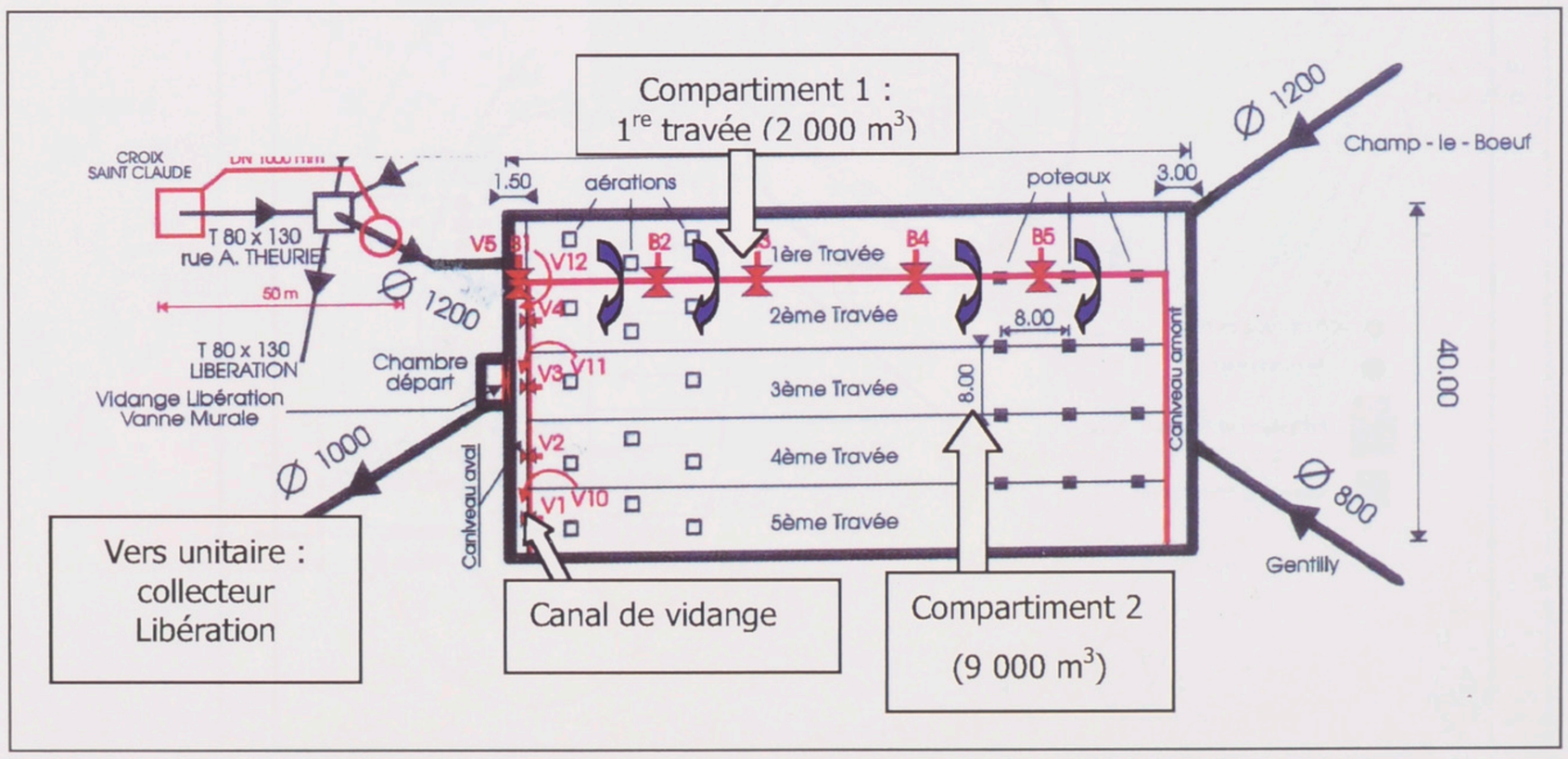


Figure 3. Plan du bassin de Gentilly (Communauté urbaine du Grand-Nancy)

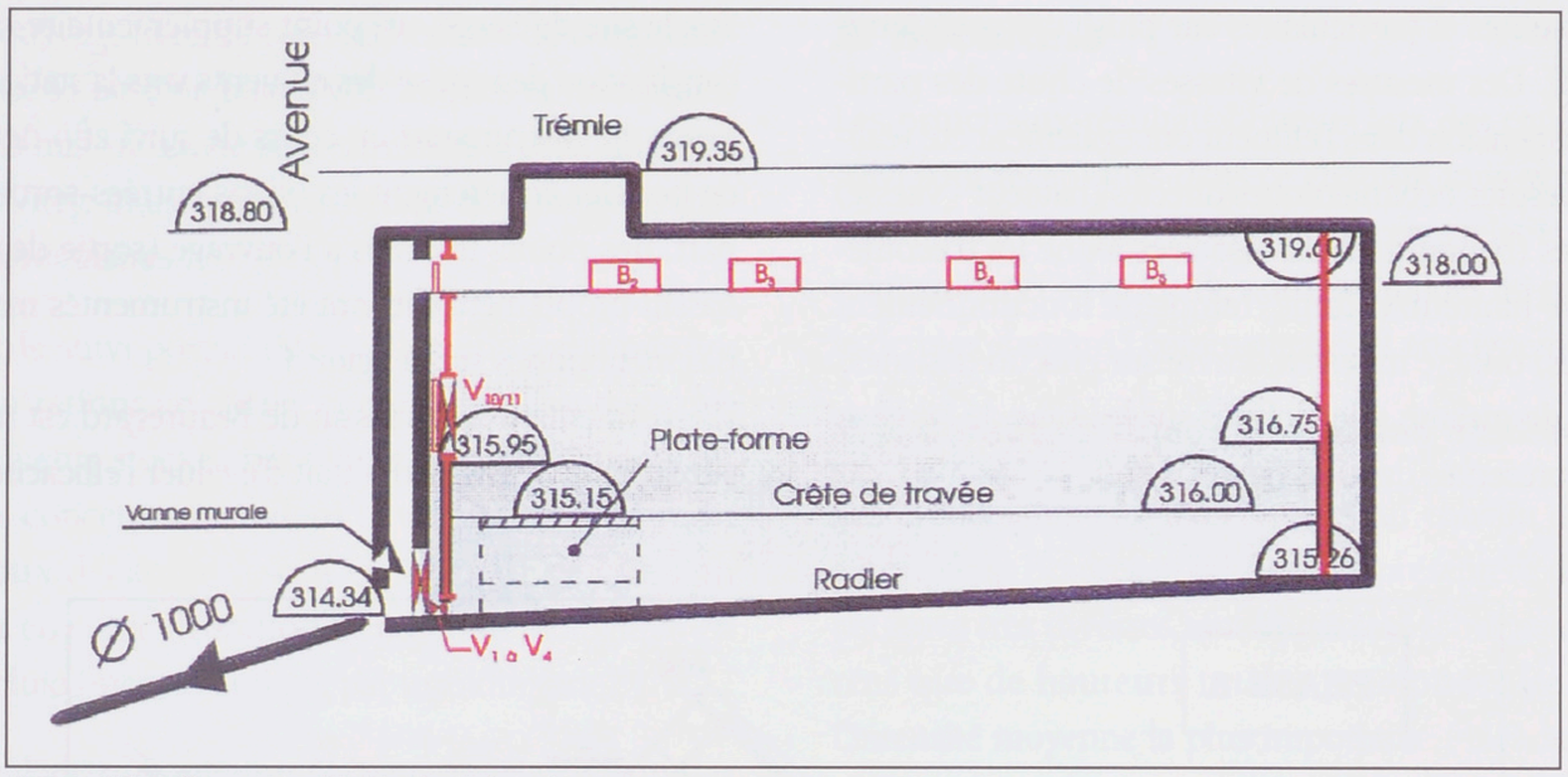


Figure 3 ter. Coupe longitudinale du bassin

d'eau dans le collecteur aval où l'on veut éviter les débordements. La vidange est réalisée le plus rapidement possible pour retrouver l'intégralité des capacités de stockage du bassin au cas où une nouvelle pluie surviendrait.

Une gestion qualitative avec fermeture complète de la vanne de sortie dès le début de la pluie (asservissement à un pluviomètre) pour stocker puis laisser décanter plusieurs heures la totalité des effluents produits par la pluie. À terme, la fraction supérieure (moins chargée) est rejetée à débit soutenu (jusqu'à 1,4 m^3/s) par deux vannes murales dont la cote est 80 cm au-dessus du radier. Cette vidange des eaux décantées est pilotée par un turbidimètre. L'ouverture brusque de ces vannes intermédiaires est réalisée lorsque la concentration en MES obtenue par corrélation avec la mesure optique est de l'ordre de 100 mg/l au niveau de la cote qui sépare les eaux décantées (envoyées en partie vers la rivière) des eaux les plus chargées. La durée maximale de stockage est plafonnée à 10 heures car on peut observer après cette durée des phénomènes de fermentation anaérobie (voir *figure 6*) et d'autre part il faut envisager de reconstituer le volume de stockage pour toute nouvelle pluie. Les effluents chargés sont ensuite envoyés à faible débit par des vannes de fond dans le collecteur de diamètre 1 000 puis à la station d'épuration. Les deux compartiments déversent indépendamment dans la chambre de départ dont le débit de fuite reste en toutes circonstances régulé par la vanne de sortie en fonction du niveau d'eau dans le collecteur aval pour éviter les débordements de réseau lors des vidanges.

Le choix du mode de gestion est décidé avant la pluie au PC de la Communauté urbaine du Grand-Nancy, à partir de prévisions à court terme qui utilisent les images du radar de météo France. Ce bassin, implanté en milieu urbain, est éloigné du milieu récepteur et n'a pas d'exutoire à proximité, ce qui conduit à une gestion " sécuritaire " vis-à-vis de la protection des personnes et des biens, totalement légitime dans ce cas particulier.

1.3. Protocoles de suivis et instrumentation

Les différents suivis réalisés avaient pour objectif de fournir des éléments permettant d'améliorer la conception et la gestion des ouvrages étudiés.

Pour atteindre ce résultat, des équipements lourds ont été mis en place afin de :

- caractériser les effluents en entrée et sortie d'ouvrages,
- évaluer l'efficacité de dépollution,
- comprendre le fonctionnement des bassins.

À Sarge et Vitry, deux types d'efficacité ont été distinguées : interception et traitement. La détermination de ces efficacités implique de connaître les flux globaux générés par le bassin versant ainsi que les flux entrant et sortant de l'ouvrage. Seules les expérimentations sur le site de Vitry ont fourni des éléments exploitables en termes d'efficacité d'interception.

$$\textit{Efficacité d'interception} = \frac{\textit{Masse entrant dans le bassin}}{\textit{Masse totale en amont}}$$

et

$$\textit{Efficacité de traitement} = \frac{\textit{Masse entrant - Masse sortant}}{\textit{Masse entrant}}$$

Des bilans entrée-sortie, en volume et en masse ont été réalisés sur ces deux sites. Pour cela des mesures de débit et de qualité ont été effectuées sur les différentes canalisations d'alimentation et de restitution des ouvrages. Échantillons moyens et pollutogrammes une fois constitués, ont fait l'objet d'une analyse des concentrations

totales, dissoutes et particulaires sur plusieurs paramètres (voir § 3.2). Des mesures de vitesses de chute des particules en suspension dans l'effluent ont également été réalisées. Des mesures débitmétriques directes (hauteur - vitesse) et indirectes (hauteurs d'eau associées à une loi d'écoulement ou de hauteur/volume, temps de fonctionnement des pompes) ont été mises en œuvre sur chacun des sites. Les points de mesure sélectionnés sur les sites de Sarge et Vitry sont présentés dans les *figures 4* et 5.

Sur le site de Sarge, un point supplémentaire situé sur la canalisation de reprise des effluents vers la station d'épuration a été instrumenté en cours de suivi afin de permettre de boucler entièrement les bilans entrées-sorties. D'autre part, des points internes à l'ouvrage (sortie dessableur et bassin proprement dit) ont été instrumentés mais ne sont pas mentionnés sur la *figure 4*.

L'instrumentation du bassin de Beauregard est représentée sur la *figure 2*. Elle permettait d'évaluer l'efficacité de traite-

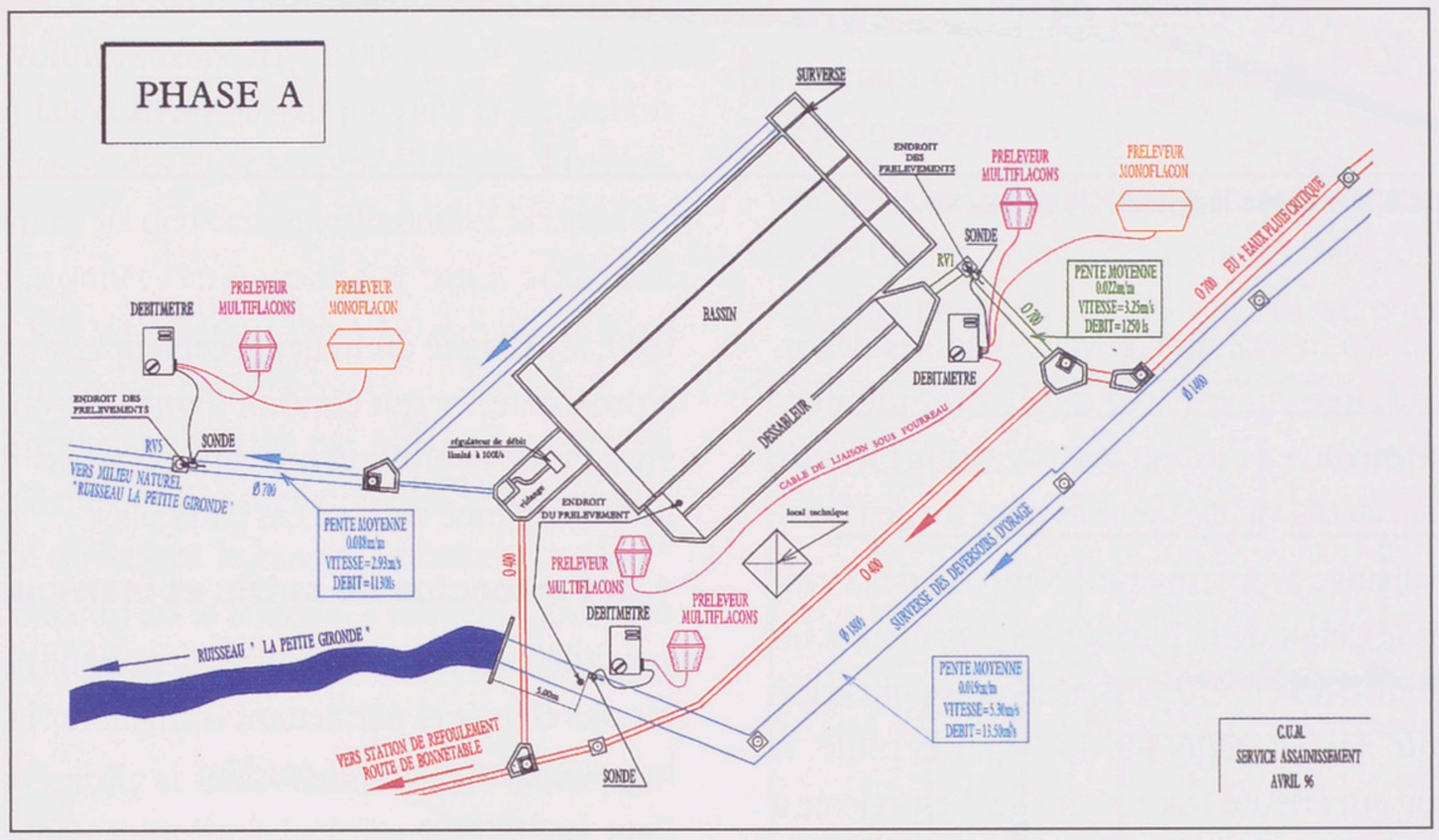


Figure 4. Localisation des points de mesure entrée / sortie / déversoirs d'orage amont bassin sur le site de Sarge (Communauté urbaine du Mans)

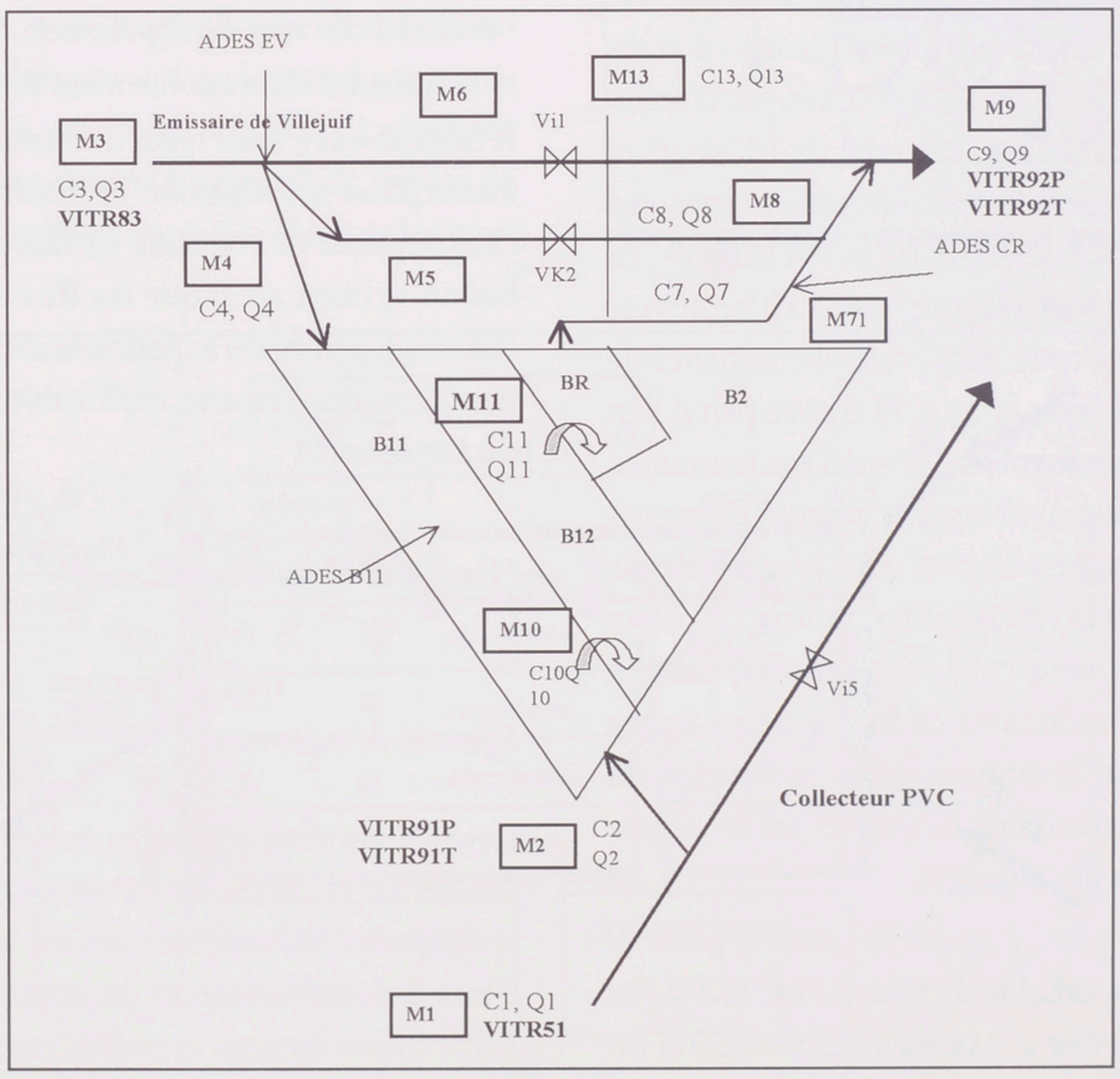


Figure 5. Localisation des points instrumentés sur le site de Vitry (conseil général 94 - DSEA)

ment de l'ouvrage avec ou sans adjonction de coagulant-floculant sur la base de bilans volumiques et massiques. Les moyens mis en œuvre sont similaires à ceux utilisés à Sarge et à Vitry, mais sans distinction des fractions dissoutes et particulaires.

À Gentilly, le suivi portait essentiellement sur la mesure des concentrations en entrée et en sortie d'ouvrage, les rejets d'effluents stockés par temps de pluie s'effectuant lorsque les concentrations dans le volume supérieur du bassin (eaux décantées) sont proches de ce que l'on obtiendrait en sortie de station d'épuration biologique en temps de pluie (mesure optique par turbidimétrie).

Sur ce site, l'instrumentation permanente de chacun des deux compartiments est composée d'un limnimètre à ultrasons aérien (calcul du volume stocké) et d'un turbidimètre flottant qui mesure l'évolution de la qualité de l'effluent stocké. En mode dépollution, la fermeture de la vanne basse de sortie qui permet aux eaux usées de temps sec du collecteur Champ-le-Bœuf de transiter dans le bassin sans y être stockées est asservie à un pluviomètre existant installé sur le bassin versant. Pour les campagnes de mesure temporaires, deux préleveurs sont implantés aux extrémités du compartiment 1, à proximité des arrivées d'eau ; un préleveur est situé au niveau de la vanne qui permet d'évacuer les eaux décantées et un dernier préleveur caractérise ce qui surverse du compartiment 1 vers le compartiment 2. Dans le compartiment 2, deux préleveurs sont installés pendant les campagnes de mesure pour suivre l'évolution des effluents.

L'acquisition de données pluviographiques a nécessité l'installation d'un pluviographe sur le site d'expérimentation de Sarge. Concernant les sites de Vitry, de Beauregard et de Gentilly, ce sont des données issues de stations locales fixes gérées respectivement par le conseil général du Val-de-Marne, par le conseil général de Seine-Saint-Denis et par la Communauté urbaine du Grand-Nancy qui ont été exploitées.

2. Résultats

Les principaux résultats obtenus lors des campagnes de suivi sont récapitulés dans ce chapitre puis synthétisés et commentés en regard de travaux récents relatifs au dimensionnement et à l'étude de nouveau modes de gestion dans le dernier chapitre " commentaires et enseignements ".

2.1. Caractéristiques des pluies étudiées

Les événements pluvieux étudiés sur chacun des sites de Sarge, Vitry, Beauregard et Gentilly présentent des caractéristiques très diverses tant en termes d'intensités, de durées que de hauteurs totales précipitées (*tableau III*). L'intensité moyenne la plus importante (41,4 mm/h) a été enregistrée sur le site de Beauregard pour une pluie survenue en juin. Sur le site de Sarge, c'est une pluie d'hiver qui a généré la plus forte hauteur totale précipitée au mois de février : 82,5 mm sur plus d'une journée.

2.2. Caractéristiques des effluents bruts

Les concentrations moyennes mesurées lors des pluies étudiées sur les effluents bruts sont reportées dans le *tableau IV*. L'importance des variations observées pour un même site d'un événement pluvieux à l'autre rend délicate toute comparaison entre les 4 sites.

Les ordres de grandeur des concentrations en MES mesurées sur chacun des sites sont comparables aux valeurs citées dans la littérature pour les réseaux unitaires. Il en va de même pour les concentrations en DCO à l'exception du site de Sarge. Les concentrations en DBO_5 s'avèrent par contre inférieures aux fourchettes bibliographiques sur les trois sites où elles ont été mesurées (Beauregard, Sarge et Gentilly). Globalement les effluents véhiculés par le réseau unitaire de Sarge apparaissent peu chargés : quel que soit le paramètre mesuré, la concentration médiane se situe toujours dans la partie basse de la fourchette bibliographique voire même très nettement en dessous. Ceci s'explique probablement par la nature fortement rurale du bassin versant.

	Nombre d'événements pluvieux	Période	Durées de pluies	Hauteurs de pluies (mm)	Imoy (mm/h)	Imax (mm/h)
Sarge	8	Octobre à février	0 h 30 à 24 h 42	3,2 à 82,5	2,4 à 6,6	Sur 6 min : 7,8 à 28,2
Beauregard	9	Juin à octobre	0 h 20 à 2 h 25	6,6 à 21,4	4,1 à 41,4	Sur 5 min : 12 à 84
Vitry	10	Mai à novembre	2 h 25 à 13 h 40	3,25 à 26,9	0,85 à 4,4	Sur 15 min : 2,3 à 18,9
Gentilly	6+3*	Mars à juin et octobre	2 h 15 à 19 h 00	5,8 à 28	0,8 à 5,8	Sur 15 min : 2,0 à 18
* Gentilly : 6 pluies étudiées avant compartimentation et 3 pluies étudiées après						

Tableau III. Principales caractéristiques des pluies étudiées sur chacun des sites

	Vitry	Beauregard	Sarge	Gentilly	Bibliographie*
MES	EV : 210 - 700 (443) PVC : 168 - 860 (228)	75 - 1 300 (490)	131 - 678 (200)	CLB : 28 - 216 (125) B : 25 - 187 (94)	(152) à (670)
MVS	EV : 97 - 340 (134) PVC : 94 - 280 (138)	53 - 370 (142)	58 - 511 (94)		
DBO5 totale		15 - 92 (31)	13 - 180 (26)	10 - 100 (41)	(48) à (270)
DBO5 dissoute			4 - 17 (9)		
DCO totale	EV : 243 - 1200 (330) PVC : 223 - 500 (286)	72 - 460 (160)	51 - 410 (88)	CLB : 66 - 318 (172) B : 63 - 316 (148)	(114) à (570)
DCO dissoute	EV : 27 - 105 (39) PVC : 45 - 97 (53)		13 - 50 (21)		
NKJ				15,3 - 3,3 (6,6)**	
NH4				9,4 - 1,0 (2,6)**	
Hc ttx			0,01 - 0,2 (0,051)		(2,9) à (4,61)
Cd	EV : < 0,05 PVC : < 0,05		< 0,001 - 0,002		(0,007) à (0,043)
Pb	EV : 0,3 PVD : 0,09 – 0,3		0,009 - 0,032 (0,015)	0,1 - 0,16**	(0,1) à (0,51)
Zn	EV : 0,55 PVC : 0,29 - 0,48		0,17 - 0,51 (0,26)	0,41 - 0,55**	(0,35) à (2)

EV : émissaire de Villejuif - PVC : collecteur Paul Vaillant Couturier - CLB : collecteur Champs-le-Bœuf -B : collecteur Croix-Saint-Claude.

* [HOGLAND et al., 1984 ; SAGET, 1994 ; PHILIPPE et al., 1987] dans GROMAIRE-MERTZ (1998) : "Exutoires de réseaux unitaires".

** Paramètre non analysé sur tous les échantillons.

Tableau IV. Fourchettes des concentrations moyennes par événement pluvieux observées sur les effluents bruts (en mg/l) - Sont portées entre parenthèses les valeurs médianes (ou moyennes pour les références bibliographiques) sur l'ensemble des événements d'une campagne de mesure

La proportion de DCO dissoute (en pourcentage de DCO totale) se situe entre 6 et 35 % suivant les sites étudiés. Ces pourcentages sont du même ordre de grandeur que ceux mentionnés par [CHEBBO, 1992] et [GROMAIRE-MERTZ, 1998], soit respectivement de 8 à 17 % et de 9 à 27 %.

À Gentilly, des analyses sur les formes non oxydées de l'azote (NKJ et NH_4) ont été réalisées pour compléter la caractérisation des effluents. Elles ont permis de mettre en évidence une faible contribution des apports domestiques à la pollution globale de temps de pluie.

Quelques mesures de vitesses de chute des particules en suspension dans l'effluent ont également été réalisées en utilisant le protocole " Cergrene 95 ", ancêtre de Vicas [CHEBBO et al, 2004]. Les résultats obtenus sont rassemblés dans le *tableau V* suivant et comparés aux valeurs mesurées par [CHEBBO, 1992] avec un protocole et des appareils différents.

Globalement les vitesses de chutes mesurées sur les 3 sites sont plus faibles que celles mentionnées par [CHEBBO, 1992]. Ces écarts peuvent être dus aux conditions expérimentales comme aux sites étudiés.

2.3. Efficacité des ouvrages

2.3.1. Sarge

La répartition des flux massiques en sortie d'ouvrage est présentée pour les MES et la DBO_5 respectivement dans les *tableaux VI* et *VII*. La masse dirigée pour traitement vers la station d'épuration a été déterminée de la manière suivante :

- 6 premières pluies : vidange STEP = sortie dessableur - (surverse + vidange MN)

	Sarge 97	Beauregard 99	Vitry 96	Chebbo 92
V20 en m/h	0,03 - 1,8	-	0,04 - 0,7	S : 0,73 - 2,4 U : 0,06 - 1,3
V50 en m/h	0,25 - 4,68	0,61 -1,44	0,7 - 3,2	S : 5,5 - 9 U :3,7 - 11
V80 en m/h	1,44 - 11,16	3,06 - 9	5 - 8,3	S : 22 - 35 U : 23 - 53

Tableau V. Vitesses de chute des particules en suspension dans les effluents urbains de temps de pluie (S : réseaux séparatifs - U : réseaux unitaires)

Sortie dessableur	Surverse	Vidange MN	Vidange STEP	Volume surversé en % du volume entrant
38 - 103	0 - 61	0 - 61	6 - 77	0 - 93

Tableau VI. Répartition des flux de MES en pourcentage de flux entrant (vidange MN : vidange vers le milieu naturel ; vidange STEP : vidange vers la station d'épuration)

Sortie dessableur	Surverse	Vidange MN	Vidange STEP	Volume surversé en % du volume entrant
54 - 137	0 - 60	0 - 28	7 - 117	0 - 93

Tableau VII. Répartition des flux de DBO_5 en pourcentage de flux entrant (vidange MN : vidange vers le milieu naturel ; vidange STEP : vidange vers la station d'épuration)

- 2 dernières pluies : d'après prélèvements effectués sur effluents dirigés vers STEP lors de la vidange STEP et lors du nettoyage.

Les résultats obtenus se révèlent très variables et rendent impossible toute conclusion sur l'efficacité de l'ouvrage. L'analyse détaillée des différentes pluies étudiées permet cependant de dégager quelques points importants relatifs à la conception et à la gestion.

Le dessableur retient une part non négligeable des polluants entrants : 20 à 60 % des MES dans 5 cas sur 6, 20 à 45 % de la DBO_5 pour 4 pluies sur 8. Plus qu'un dessableur, il joue donc un rôle de décanteur. L'absence de nettoyage régulier entre chaque pluie semble entraîner des phénomènes de remise en suspension, ce qui se traduit, pour certaines pluies, par des flux en sortie de dessableur plus importants qu'en entrée.

Le décanteur dispose d'une capacité de stockage relativement faible, ce qui entraîne une activation fréquente de la surverse : pour 7 pluies sur 8, le bassin a fonctionné en débit traversier. Dans 4 cas sur 8, le volume surversé atteint ou dépasse 50 % du volume entrant. Ces volumes de surverse importants ont été générés par des pluies de hauteur totale précipitée supérieure ou égale à 20 mm, un événement pluvieux ayant atteint jusqu'à 80 mm.

Un mouvement rotatoire des effluents dans le décanteur a été identifié par différents moyens (traçage chimique, utilisation d'objets flottants, rubans). Il traduit une mauvaise répartition des vitesses défavorable à une bonne décantation dynamique des particules.

Les concentrations de début de surverse pour certaines pluies sont très élevées et proches des pics de concentration observés en entrée au début du remplissage. Au cours de la surverse, la concentration des effluents surversés diminue progressivement (plus ou moins net suivant les pluies). Globalement sur la durée de surverse, les concentrations moyennes varient de 120 à 175 mg/l de MES et de 6 à 26 mg/l de DBO_5. Elles représentent respectivement de 45 à 92 % et de 50 à 124 % des concentrations moyennes en MES et DBO_5 mesurées en entrée. Ces résultats moyennement satisfaisants et variables d'un événement à un autre sont liés à la conjonction de plusieurs processus nuisant à l'efficacité dynamique du bassin : outre les problèmes déjà mentionnés relatifs à la conception du dessableur et du décanteur, le mode d'alimentation des réservoirs de chasse ainsi que la conception de la surverse, pourraient jouer un rôle important sur les résultats obtenus. En début de remplissage et lorsque le niveau d'eau atteint 1,20 mètre aux abords des réservoirs de chasse, l'eau chargée entre dans le premier réservoir puis alimente les deux autres réservoirs par débordement. Les trois réservoirs sont donc remplis par des eaux chargées. Lorsque la capacité de stockage du bassin est saturée et qu'il y a surverse, ce sont les eaux chargées contenues dans chaque réservoir qui surversent en premier (observations sur site). L'importance du volume surversé atténue probablement l'effet des premiers rejets chargés de début de surverse sur la qualité globale des eaux surversées.

Concernant les dispositifs de vidange, deux points méritent d'être signalés. D'une part, le contrôle turbidimétrique qui permet d'orienter les effluents stockés dans l'ouvrage soit vers le milieu naturel, soit vers la station d'épuration n'a pas été utilisé dans de bonnes conditions faute d'une calibration préalable adaptée. D'autre part, la reprise superficielle des eaux décantées permet de limiter les remises en suspension au cours de la vidange mais nécessite un réglage préalable du niveau de reprise et du débit de consigne.

Globalement, les pourcentages de masses entrantes piégées dans l'ouvrage varient entre 12 et 100 %, tous paramètres confondus. Les valeurs minimales (*tableau VIII*) ont été obtenues lors de pluies pour lesquelles les volumes dirigés vers le milieu naturel représentent plus de 80 % du volume entrant dans le bassin. Quant aux valeurs maximales observées, elles correspondent à un événement pluvieux peu important n'ayant pas généré de surverse et pour lequel la proportion d'effluent vidangé vers le milieu naturel représente quelques pourcents du volume et de la masse de polluants entrés dans le bassin.

MES	MVS	DCO	DBO5	Hc	Pb	Zn
39	40	32	12	53	38	13

Tableau VIII. Pourcentages[5] minimum de masse entrante piégée dans l'ouvrage de Sarge

2.3.2. Vitry

Le volume de stockage sollicité lors des pluies étudiées s'établit entre 485 et 9 270 m³ ce qui représente de 4 à 80 % de la capacité totale de stockage du compartiment B11. L'incertitude sur le volume stocké se situe entre 4 et 11 %. L'efficacité d'interception volumique sur le collecteur PVC varie de 14 à 58 % suivant les événements pluvieux. Sur l'émissaire de Villejuif, les flux ont été interceptés dans leur totalité (sur prétraitement ou prétraitement + bassin) pour 8 pluies sur 10. Pour la plupart des pluies, les mesures effectuées à l'aide de débitmètres à effet doppler ont été invalidées du fait de l'incohérence des volumes cumulés au regard des volumes stockés dans le bassin (déterminés à partir d'abaques hauteur/volume et du fonctionnement des pompes). Les conditions d'implantation de ces appareils se sont révélées très défavorables (vitesses d'écoulement ou hauteur d'eau trop faibles).

Aucun bilan massique complet n'a pu être réalisé. Seules trois pluies sur dix rendent compte de la totalité des apports en amont du bassin, en entrée du bassin et au niveau de deux des sorties du bassin. Les résultats obtenus sont présentés dans le *tableau IX*.

Les écarts entre les charges entrant dans le bassin et celles qui en sortent par vidange varient de 30 à 70 % ((masse en entrée - masse en sortie) x 100 / masse en entrée). Les données nécessaires à l'évaluation de cet écart ont été obtenues pour 6 pluies sur 10. Cette différence correspond aux sorties non mesurées (souverses d'hydrocyclones) et aux dépôts éventuels dans les fosses et dans le compartiment B12 lorsqu'il est sollicité (une pluie sur 10), ce dernier n'étant pas nettoyé automatiquement après chaque sollicitation.

La part de la charge en MES arrivant de l'amont qui est interceptée par l'ouvrage (B11+B12 + prétraitement) n'a été évaluée que pour 4 pluies sur 10 suite à des problèmes métrologiques. Elle varie de 56 à 70 %, mais une forte proportion de ce flux (35 à 54 %) ne fait que transiter par le prétraitement.

L'efficacité d'interception du bassin sur les apports provenant du collecteur PVC varie de 10 à 80 % environ. Elle est du même ordre de grandeur pour les masses polluantes et les volumes *(tableau X)*.

Volume	MES	MVS	DCOt	DCOd
14 - 58	11 - 78	10 - 76	12 - 73	9 - 64

Tableau X. Efficacité d'interception du bassin de Vitry côté PVC (en pourcentage du flux total généré par le bassin versant du collecteur PVC)

Pluie	Hauteur de pluie (mm)	Charges en amont du bassin (kg)	Charges en entrée du compartiment B11 (kg)		Charge en sortie du bassin (kg)	
		EV + PVC	Côté EV	Côté PVC	Vidange vers milieu naturel	Vidange vers réseau EU
3	26,9	5 560	0	819	79	407
7	6,4	5 806	0	669	0	330
8	11,7	3 725	960	264	389	466

Tableau IX. Bilan des charges en MES pour trois épisodes pluvieux (la vidange vers le réseau d'eaux usées concerne les charges envoyées vers le réseau EU à l'aval des hydrocyclones)

5. $\left\{\frac{(\text{masse en entrée} - \text{masse dirigée vers le milieu naturel}) \times 100}{\text{masse en entrée}}\right\}$

	MES	MVS	DCOt	DCOd
B11 et B12 (*)	68 - 100 %	66 - 100 %	60 - 100 %	< 0 - 100 %
B11 + B12 + prétraitements	51 - 88 %	47 - 86 %	51 - 87 %	< 0 - 62 %
* À l'exception d'une pluie, seul B11 a été sollicité				

Tableau XI. Efficacité de traitement du bassin de Vitry : (entrées - sorties vers le milieu naturel via EV) x (100 / entrées)

L'eau stockée lors de petites pluies dans B11 (5 sur 10 correspondent à des volumes stockés compris entre 485 et 2 585 m³) étant vidangée par le biais des pompes à boues vers l'hydrocyclonage, l'efficacité de traitement de B11 est considérée égale à 100 % (*tabeau XI*). Cependant l'intégralité des polluants ne reste pas piégée dans l'ensemble ouvrages de décantation / hydrocyclones, le surnageant étant dirigé vers le réseau d'eau usée pour traitement en station d'épuration. Lorsque les pompes dirigeant les eaux vers l'émissaire de Villejuif, à l'aval du bassin, ont été sollicitées pour la vidange du bassin (5 pluies sur 10), l'efficacité de traitement de B11 et B12 reste élevée puisqu'elle se situe entre 60 et 90 % pour l'ensemble des paramètres MES, MVS et DCOt (durée de décantation : 2 h 30 à 6 h 30).

La qualité des eaux rejetées vers le milieu naturel lors du pompage se situe dans les fourchettes suivantes : 66 à 150 mg/l de MES et 65 à 160 mg/l de DCOt. La reprise des effluents par vannes de fond lors de la vidange par pompage vers le milieu naturel (via l'émissaire de Villejuif), présente l'inconvénient de solliciter la partie inférieure des effluents stockés (plus chargés) et d'entraîner des dépôts.

L'abaissement de la consigne du prétraitement de 500 à 50 l/s a permis d'accroître l'efficacité du prétraitement : le flux de MES piégé a atteint 75 à 85 % du flux transitant dans le prétraitement au lieu de 30 à 60 % précédemment.

2.3.3. Beauregard

Les masses enregistrées en entrée du bassin varient grandement suivant les événement pluvieux étudiés (*tableau XII*).

La proportion de la masse entrante dirigée vers le réseau d'eaux usées après stockage décantation est présentée dans le tableau *XIII*.

Le mode de reprise des effluents (par pompage proche du fond) lors de la vidange vers le milieu naturel entraîne la sollicitation des tranches inférieures d'effluents stockés, les plus chargées en polluants. Néfaste en termes d'efficacité

MES en kg	MVS en kg	DCO en kg	DBO5 en kg
111 à 4199	78 à 1162	107 à 1448	22 à 584

Tableau XII. Masses enregistrées en entrée du bassin

	Sans coagulant	Avec coagulant
Volume moy stocké en m³	2 747	4 296
Volume moy vers MN en m³	2 230	3 783
Qmoy entrée en m³/s	0,94	1,43
% de volume vers réseau EU	22 (10 - 33)	14 (7 - 19)
% de MES vers réseau EU	60 (50 - 72)	79 (65 - 88)
% de MVS vers réseau EU	57 (45 - 68)	77 (63 - 85)
% de DCO vers réseau EU	53 (45 - 75)	70 (55 - 82)
% de DBO5 vers réseau EU	45 (36 - 74)	70 (59 - 78)

Tableau XIII. Comparatif des résultats obtenus avec et sans injection de coagulant

de traitement, ce mode de reprise s'est traduit par des rejets d'effluents chargés dans les 15 premières minutes de la vidange vers le milieu naturel. Une modification du pompage (débit de pompage et tranche d'eau sollicitée) permettrait d'augmenter l'efficacité de traitement du bassin.

Les résultats obtenus semblent montrer qu'un gain de l'ordre de 20 % sur le rendement de dépollution est possible par injection de coagulant. Il apparaît cependant difficile de conclure dans la mesure où les volumes sollicités et les temps de séjour sont plus importants lors des événements pluvieux ayant fait l'objet d'une injection de coagulants. De même la nature et les caractéristiques des effluents, variables d'une pluie à l'autre, rendent délicate toute conclusion.

2.3.4. Gentilly

Lors des neuf pluies étudiées, le volume de stockage sollicité est compris entre 33 et 71 % de la capacité totale du bassin (11 000 m³). En volume, l'efficacité d'interception théorique par rapport à l'ensemble du bassin versant est comprise entre 30 et 83 %. Réaliser un bilan masse très précis des arrivées est impossible du fait de la complexité hydraulique du site, avec trois conduites d'apport dont une avec une surverse dans le collecteur unitaire à l'amont du bassin et des conditions d'écoulement (variations rapides, fortes pentes donc vitesses élevées) peu favorable à une bonne mesure des débits. De ce fait, il semble très difficile d'estimer les masses entrantes, car si le volume stocké est connu avec une bonne précision, en déterminer la concentration moyenne semble aléatoire.

Les points importants à observer sont la chute rapide des concentrations en DCO (après 6 heures de stockage, on

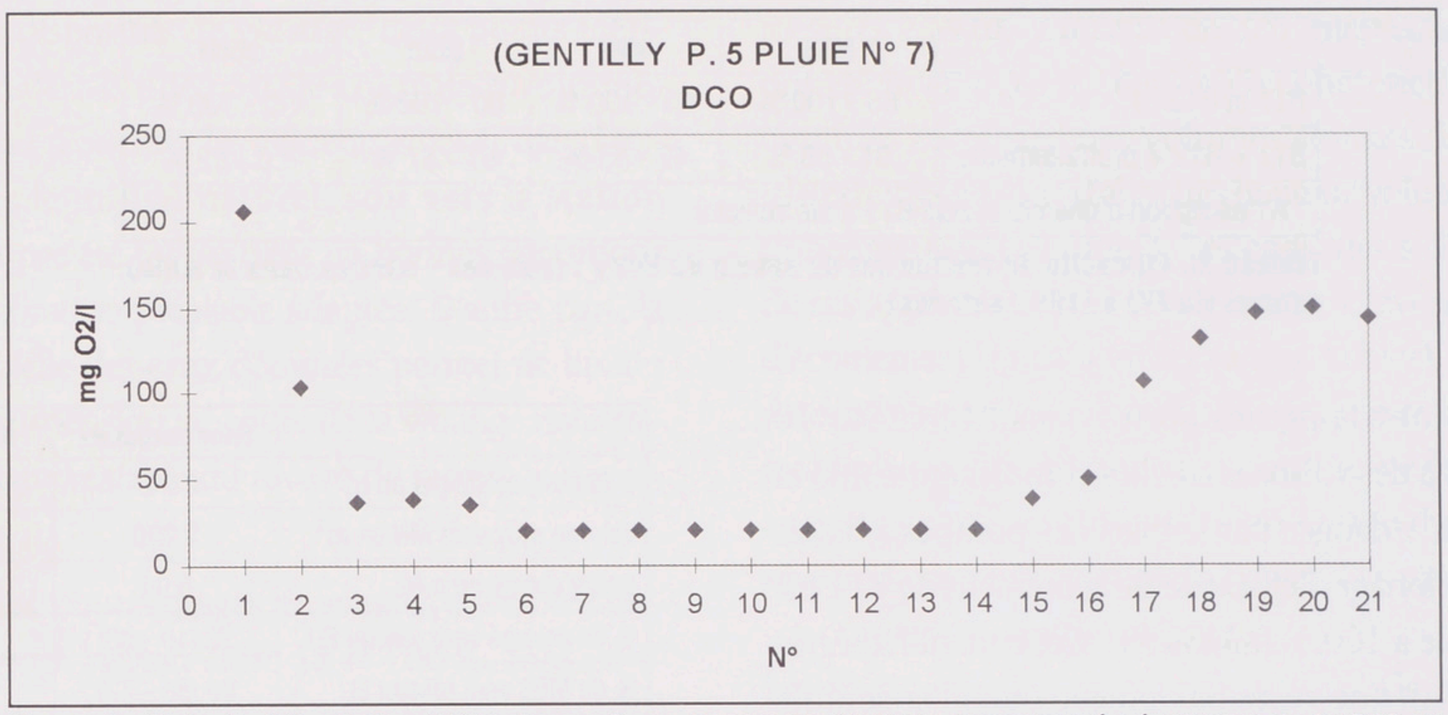


Figure 6. Pluie du 10 octobre 1997 observée au bassin de Gentilly. En ordonnée évolution de la DCO au préleveur P5, positionné à 20 cm au dessus du radier. En abscisse, les heures à partir du début de la pluie

atteint une valeur plancher) puis la remontée de ces concentrations après 14 heures de stockage, sans doute du fait de phénomènes de fermentation anaérobie *(figure 6)*. Il en va de même pour l'azote ammoniacal.

La durée optimale de stockage est variable d'une pluie à l'autre, ainsi que le début de la fermentation. La vidange des eaux décantées est pilotée par turbidimètre. La durée de stockage est limitée à 10 heures pour éviter tout risque de fermentation anaérobie.

2.4. Dépôts

Les dépôts de bassins sont essentiellement minéraux et contiennent très peu de nutriments mais sont contaminés par des métaux lourds et des hydrocarbures.

Le pourcentage de matières organiques (en pour cent de matière sèche) des dépôts de bassins varient dans la littérature de 15 à 25 % [DELATTRE et BERTRAND-KRAJEWSKI, 1996]. C. JACOPIN (1999) sur les sites de Bourgailh et Périnot (Bordeaux) avait enregistré des valeurs allant de 25 à 40 %. Les prélèvements effectués sur les sites de Sarge et Vitry se situent plutôt au-dessus de cette fourchette avec respectivement de 10 à 60 % et de 15 à 35 % de MV (en % de MS).

Les concentrations en hydrocarbures et en métaux lourds des dépôts échantillonnés dans les bassins de Sarge,Vitry et Gentilly sont reportés dans le *tableau XIV*. Les teneurs rencontrées sur d'autres sous-produits de l'assainissement

		HC	Pb	Cu	Cd	Zn
Bassins (cet article)	Sarge	64 - 860	28 - 310	-	< 2	110 - 840
	Vitry	-	820 - 970	270 - 370	6,4 - 8,5	1 600 -1 800
	Gentilly	97 - 1 020	50 - 175	40 - 239	< 5	80 - 1 100
Bassins (littérature)	Bourgailh[1]	240 - 1231	214 - 306	110 - 158	1,6 - 3,4	785 - 1 090
	Périnot[1]	113 - 3 029	120 - 425	81 - 410	0,8 - 3,0	400 - 1 250
	Autres références françaises[1]	126 - 1 224	49 - 885	26 - 800	0,4 - 795*	170 - 3 850
Avaloirs	CUB[2]	73 - 34 227	20 - 615	4,80 - 152	0,2 - 4,4	50 - 1520
	Littérature[2]	130 - 820	165 – 1 315	20 - 270	1 - 8,8	200 - 620
Chaussées	CUB[2]	409 - 978	265 - 460	50 - 68	0,7	435 - 595
	Littérature[2]	325	50 – 6 630	10 - 237	0,02 – 10,7	50 - 1 600
Boues d'épuration françaises (moyennes)[3]			90	330	2,5	800
Teneurs limites règlementaires des boues pour épandage[4]			800	1 000	20	3 000
Teneurs naturelles des sols en mg/kg de sol sec[3]			30,3 (0,6 - 43,8)	13,8 (0,2 - 28)	0,3 (0,01 - 0,69)	59 (0,4 - 102)

[1] [JACOPIN, 1999] - [2] [DELATTRE et BERTRAND KRAJEWSKI, 1996] - [3] [Ademe, 2001] - [4] [Décret du 08/12/97, arrêtés des 08/01/98 et 17/08/98]

* pollution industrielle.

Tableau XIV. Concentrations en hydrocarbures et métaux lourds (en mg/kg de MS) des dépôts en bassins. Comparaison avec les dépôts d'avaloirs et de chaussées, les boues résiduaires urbaines, les sols non contaminés et les teneurs limites pour épandage

et dans les sols non contaminés y sont fournies à titre de comparaison. Sont également mentionnées pour mémoire, les teneurs limites réglementaires pour épandage, bien que la valorisation agricole des dépôts de bassins de retenue n'ait pas d'intérêt agronomique. Dans le cas du bassin de Gentilly, les boues sont collectées par un engin de chantier sous forme liquide, puis intégrées à terme à la filière boues de la station d'épuration après dépotage. Il est donc important de s'assurer que l'on n'intègre pas de matières qui pourraient compromettre la valorisation agricole des boues, quand bien même les volumes collectés sont insignifiants par rapport aux boues d'épuration.

Alors que les dépôts des bassins de Sarge et Gentilly se situent plutôt dans la fourchette basse des teneurs mentionnées dans la littérature, ceux de Vitry présentent des teneurs assez fortes en plomb, cadmium et zinc. Sur le site de Vitry, les hydrocyclones permettent de passer d'une teneur en MS de l'ordre de 20 % sur les boues brutes à une teneur de 70 %. Les prélèvements effectués dans les bennes à sables (*tableau XV*) sous les hydrocyclones révèlent des niveaux de contamination métallique moins élevés que pour les dépôts du compartiment B11 pour le zinc, le plomb et le cadmium.

Plomb (mg/kg MS)	Cuivre (mg/kg MS)	Cadmium (mg/kg MS)	Zinc (mg/kg MS)
210 - 400	94 - 720	3,5 - 4,6	370 - 800

Tableau XV. Concentrations en métaux lourds dans les sables de souverse des hydrocyclones

3. Commentaires et enseignements

Une précision de l'ordre de 30 à 35 % sur les concentrations et les masses est considérée actuellement comme étant un optimum. L'ensemble des résultats présentés dans cet article, bien que cohérent, doit donc être relativisé en tenant compte de l'incertitude inhérente aux mesures effectuées.

Chacun des suivis effectués a permis de tirer un certain nombre d'enseignements relatifs à la conception et au mode de gestion. La première partie de ce chapitre s'attache donc à récapituler ces éléments site par site. Une mise en perspective plus globale est tentée dans un deuxième temps. Elle s'appuie sur des travaux de recherche récents portant sur le dimensionnement et la gestion des bassins de retenue.

❶ Sur le site de Sarge, la décantation s'est révélée perturbée par différents défauts de conception :

- un dessableur surdimensionné, à entretien manuel ;
- une alimentation entraînant un mouvement rotatoire des effluents ;
- une conception et une localisation de la surverse mal adaptée.

❷ Sur le site de Vitry, les bilans volumiques ont conduit à invalider les mesures effectuées au moyen de débitmètres à effet doppler. Ces difficultés mettent en évidence la nécessité :

- de prévoir dès la conception d'un ouvrage les moyens de suivi ;
- de diversifier les technologies de mesures de débits de façon à couvrir toutes les configurations de fonctionnement (faible hauteur d'eau, faible débit, influence aval...).

Par ailleurs, le suivi a mis en évidence une perte d'efficacité liée à une sous-sollicitation des bassins de décantation. Des modifications visant à favoriser l'alimentation du bassin pour de petites pluies sont envisagées.

Concernant les prétraitements, des améliorations notables de l'efficacité de dépollution pourraient être envisagées par :

- modification des consignes de gestion hydraulique ;
- enlèvement des dépôts après chaque pluie.

En termes de conception d'ouvrage, les principaux enseignements pourraient se décliner comme suit :

- limiter le nombre d'entrées et de sorties ;
- disposer les entrées et sorties de façon cohérente par rapport au mode d'exploitation du bassin (éviter par exemple les arrivées d'effluents au niveau des fosses à boues) ;
- veiller à ce que les reprises d'eaux à diriger vers le milieu naturel ne s'effectuent pas en fond de bassin.

❸ Sur le site de Beauregard, le mode de vidange vers le milieu naturel s'est révélé pénalisant pour le rendement global de l'ouvrage. Consécutivement au suivi, les consignes d'alimentation et de vidange de l'ouvrage ont été modifiées de façon à favoriser :

- le transit quasiment intégral des effluents dans le bassin pour des pluies moyennes et importantes (minimum de hauteur totale précipitée et d'intensité moyenne respectivement de 10 mm et 5 mm/h),
- la décantation dans l'ouvrage en différant la vidange après retour aux conditions d'écoulement de temps sec, le délai de restitution étant fonction du niveau de remplissage de l'ouvrage.

Le suivi et les modifications de consignes mises en place pour les besoins de l'étude ont permis de mettre en évidence la possibilité d'une dérivation intégrale des flots d'orages et d'une restitution différée sans préjudice en termes de sécurité hydraulique et de lutte contre les débordements de réseaux.

❹ Sur le site de Gentilly, le suivi réalisé lors des premières pluies a conduit à compartimenter le bassin pour obtenir des hauteurs d'eau plus importantes, quel que soit le type

de pluie, afin de faciliter la séparation entre les eaux décantées et celles, plus chargées, de fond du bassin. Actuellement, la vidange est gérée par un turbidimètre flottant entre deux eaux. Un turbidimètre fixe installé au niveau de la vanne de séparation entre les eaux décantées et les eaux chargées du fond de bassin permettrait de vidanger la partie supérieure en une seule fois. Deux améliorations notoires pourraient encore être apportées.

- L'exutoire unique du bassin est un collecteur unitaire de plus de quatre kilomètres de long avec une pente moyenne importante (> 3%). La vidange des eaux décantées est réalisée à fort débit de telle sorte qu'il y a surverse lorsque le collecteur rejoint l'intercepteur qui longe la rive gauche du milieu récepteur. Construire un exutoire spécifique au bassin de Gentilly n'est pas envisageable. Pour réduire les masses de polluant déversés à la rivière, il pourrait être envisagé de favoriser autant que possible un déversement en période nocturne, lorsque le réseau unitaire est peu sollicité par les rejets domestiques.
- La priorité accordée au mode de gestion hydraulique (protection contre les débordements du réseau) en période estivale est due au fait qu'il n'est pas possible de prévoir l'intensité des événements orageux, même en utilisant les images du radar de Météo France. Or, c'est à ce moment que la fonction " dépollution " du bassin est la plus utile pour le milieu récepteur. Une évolution possible consisterait à n'avoir plus que le mode de gestion dépollution, quel que soit le type d'événement pluvieux. Quelles seraient alors les conséquences de la fermeture systématique du bassin au début d'une pluie ? La simulation sur une longue chronique de pluies réelles intenses et de projet, portant essentiellement sur le comportement du système " bassin+collecteur aval " pourrait apporter une réponse [PAYRASTRE, 1999]. En particulier, le débordement éventuel du bassin de Gentilly en mode " dépollution " au cours d'un orage est-il de nature à aggraver la situation à l'aval par rapport au mode de gestion actuel ?

Cet aspect est essentiel à étudier avant toute perspective d'évolution du mode de gestion. On rejoint très précisément la problématique développée ci-après à Bordeaux.

Les suivis effectués sur ces ouvrages ont donc conduit à proposer certaines modifications de conception et de gestion permettant d'améliorer la dépollution tout en conciliant cet usage, lorsque cela s'imposait, avec la lutte contre les débordements de réseaux. Cependant la démarche était partielle puisque limitée à l'analyse d'un nombre d'événement restreint.

* * *

Une réflexion plus globale, mettant à profit les données de gestion automatisée a été engagée ces dernières années sur la Communauté urbaine de Bordeaux. La question posée est la suivante : comment modifier le fonctionnement des bassins de façon à favoriser la dépollution tout en conservant une protection hydraulique optimale ? Au-delà des apports méthodologiques, le travail effectué dans le cadre de la thèse de C. JACOPIN (1999) propose une analyse comparative des différents modes de gestion envisageables.

Le premier mode de régulation étudié est celui utilisé à Bordeaux en 1999 et qui a pour objectif " la lutte contre les débordements de réseaux ". Afin d'être en mesure d'intercepter un événement pluvieux exceptionnel, les bassins sont vidangés le plus rapidement possible et les collecteurs situés en aval des ouvrages de régulation sont exploités à leur capacité maximale. L'analyse de ce mode de régulation s'est appuyée sur les données de gestion automatisée archivées depuis 1994 (exploitation de la période 1994 - 1998). Par ailleurs, des simulations correspondant à un deuxième mode de régulation " tout ou rien " ou " mode piège " ont été réalisées sur chaque site à partir de longues séries pluviographiques respectivement de 6 et 7,5 années pour les bassins versants de Bourgailh et de Périnot. Cette dernière régulation, tournée exclusivement vers la dépollution, est basée sur l'interception totale des effluents produits en temps de pluie sur les bassins versants afférents et une vidange différée du bassin (aucun débit de fuite avant la fin de la phase de remplissage-stockage). Elle constitue donc une gestion optimale pour réduire les charges polluantes transportées dans les rejets pluviaux urbains. Les résultats obtenus pour ces deux modes de gestion sont reportés dans le *tableau XVI*.

	Lutte contre les inondations		Optimum dépollution	
	Bourgailh	Périnot	Bourgailh	Périnot
Fréquence d'utilisation	35 %	40 %	100 %	100 %
Taux de remplissage médian	1 %	5 %	9 %	18 %
Durée de sollicitation médiane	2,4 h	4,3 h	15,8 h	18,3 h
Durée médiane entre début de la pluie et du stockage	3,5 h	2,5 h	0 h	0 h

Tableau XVI. Caractéristiques du fonctionnement des bassins de Bourgailh et Périnot en modes " lutte contre les inondations " et " optimum dépollution "

	Lutte contre les inondations		Combinaison optimum dépollution et lutte contre les inondations	
	Bourgailh	Périnot	Bourgailh	Périnot
Efficacité d'interception volumique (%)	9,3	15,5	54,7	61,3
Efficacité de dépollution (%)	6,3	14,1	47,1	56,9
Taux maximum de remplissage (%)	16,5	42,8	34,2	50

Tableau XVII. Efficacité d'interception volumique et de dépollution d'une régulation tournée vers la lutte contre les inondations et d'une stratégie combinée de dépollution et de lutte contre les inondations

Cette régulation " tout ou rien " permet donc une sollicitation plus fréquente des ouvrages notamment lors des événements pluvieux de faible et moyenne importance (hauteur de pluie inférieure ou égale à 30 mm) mais elle n'assure pas une protection optimale contre les inondations. De nouvelles règles intermédiaires de gestion hydraulique assurant une dépollution importante des rejets urbains dans les bassins, tout en conservant une protection efficace contre les inondations ont donc été recherchées. Pour cela, des simulations portant sur une année de référence représentative des conditions climatiques de la région bordelaise ont été réalisées.

Comparée au mode de régulation actuel tourné vers la lutte contre les débordements de réseaux, l'application de nouvelles consignes de régulation pourrait conduire à réduire annuellement de plus de 40 % la charge polluante déversée par les rejets urbains de temps de pluie dans les milieux récepteurs. Les taux de remplissage des bassins ne dépassant pas 34 et 50 %, la combinaison proposée permettrait également de conserver un niveau de protection élevé contre les inondations. C. JACOPIN (1999) relève cependant une difficulté majeure dans la mise en œuvre d'une telle stratégie : l'identification des pluies à risque et l'évaluation du risque, en temps réel, à partir d'informations météorologiques et hydrauliques.

Concernant les aspects dimensionnement d'ouvrages, une étude statistique basée sur des séries pluviométriques longues [BERTRAND-KRAJEWSKI *et al.*, 2000] a permis de vérifier et valider la méthode développée par SAGET (1994), RUSCASSIER (1996), RUSCASSIER *et al.* (1996, 1998). Nous rapportons ici quelques ratios de dimensionnement obtenus pour des ouvrages de retenue supposés vides en début de chaque événement pluvieux, l'ensemble des débits et des masses de polluants ayant pour seul exutoire l'ouvrage de retenue ou le rejet direct au milieu naturel. L'ensemble des débits et des masses de polluant transite par l'ouvrage de retenue jusqu'à son remplissage complet, le rejet direct au milieu naturel n'intervient qu'ensuite.

Ces résultats ne peuvent être directement comparés aux dimensionnements de Sarge, Vitry, Beauregard et Gentilly dans la mesure où les effluents de temps de pluie n'y transitent pas intégralement lors de tous les événements pluvieux. La capacité d'interception présentée dans le *tableau XVIII* constitue un minorant de l'interception réelle lorsqu'une fraction du débit et de la masse de polluant est susceptible d'être traitée sur la station d'épuration située en aval.

Considérant le volume total de stockage, les capacités des bassins de Vitry et Beauregard s'avèrent nettement supérieures à celles présentées dans le *tableau XVIII* pour atteindre une efficacité d'interception de 80 % sur les MES. Les compartiments B11 et B12 du bassin de Vitry, avec 54 m^3 par hectare actif seraient susceptibles d'atteindre ce niveau d'efficacité à l'échelle annuelle compte tenu notamment de la capacité de traitement au fil de l'eau du prétraitement. Il pourrait en aller de même sur Beauregard si l'ouvrage était sollicité pour de petites pluies.

Sur le site de Sarge, les capacités spécifiques de stockage paraissent très faibles, mais les effluents après remplissage continuent à transiter dans le bassin, le trop plein étant évacué par surverse vers le milieu naturel, ce qui ne cor-

	Échelle événementielle	Échelle annuelle
Réseau unitaire	112 (88 - 157) m^3/ha actif (T = 1 mois)* 216 (178 - 292) m^3/ha actif (T = 6 mois)*	95 (75 - 125) m^3/ha actif
Réseau séparatif pluvial	98 (80 - 128) m^3/ha actif (T = 1mois)* 192 (165 - 238) m^3/ha actif (T = 6 mois)*	85 (60 - 127) m^3/ha actif
* Période de retour de la hauteur de pluie précipitée		

Tableau XVIII. Moyenne des volumes spécifiques nécessaires pour atteindre une efficacité d'interception de 80 % des MES - Sont portés entre parenthèses les intervalles de confiance à 95 %

respond pas aux conditions simulées dans le cadre de l'étude à laquelle il est fait référence ici.

Conclusion

Au-delà de l'acquisition d'éléments nouveaux concernant l'efficacité des bassins en fonction de leur conception et de leur gestion, ces suivis ont permis de mettre en lumière certaines lacunes et difficultés relatives aux protocoles expérimentaux et aux conditions de mesures et d'échantillonnage. Le nombre réduit d'événements pluvieux analysés font souvent obstacle à une lecture explicative des processus, au développement d'outils de conception plus performants et à la mise en œuvre de procédures de gestion mieux adaptées aux objectifs de l'ouvrage.

Si la compréhension des phénomènes en jeu et les outils disponibles pour l'élaboration des projets et leur évaluation ont été progressivement améliorés, des recherches complémentaires sont encore nécessaires notamment pour la réalisation d'outils opérationnels de dimensionnement, de conception et de gestion des bassins de retenue à fonction exclusive de dépollution ou à double vocation, dépollution et lutte contre les inondations.

Remerciements

Les auteurs remercient la Communauté urbaine du Mans et son service assainissement, le Conseil général de Seine-Saint-Denis et la DEA 93, le Conseil général du Val-de-Marne et la DSEA 94, la Communauté urbaine du Grand-Nancy, le Centre International de l'Eau, la CEE (projet LIFE 96), le CEREVE et les agences de l'eau ainsi que tous les prestataires qui ont participé, de près ou de loin, à l'équipement des sites et à l'exploitation de certains résultats.

Bibliographie

ADEME (2001). "Les boues d'épuration municipales et leur utilisation en agriculture". Dossier documentaire, 59 pages + fiches.

BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L., EL-JAWHARI A., CHEBBO G. (2000). "Dimensionnement des ouvrages de traitement des rejets urbains de temps de pluie". Rapport de recherche CEREVE / INSA Lyon pour l'Agence de l'eau Seine Normandie, 108 pages.

CHEBBO G. (1992). "Solides des rejets pluviaux urbains : caractérisation et traitabilité". Thèse ENPC, Paris, France, 413 pages + annexes.

CHEBBO G., GROMAIRE M.-C., LUCAS E. (2004). "Protocole VICAS – mesure de la vitesse de chute des MES dans les effluents urbains" (ce *TSM*).

DEA Seine-Saint-Denis (2001). "Évaluation de l'intérêt d'ajout de coagulant pour la dépollution des eaux pluviales en bassin de retenue". Rapport d'étude pour l'Agence de l'eau Seine Normandie, 67 pages + annexes.

DELATTRE C., BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. (1996). "Caractérisation et traitabilité des sous-produits solides de l'assainissement. Rapport de recherche GARIH / Lyonnaise des Eaux, Bordeaux, 130 pages.

DSEA Val-de-Marne (1998). "Étude du bassin de Vitry-sur-Seine – EV3 : Campagne de mesure 1996 – Interprétation des mesures recueillies au cours de 10 pluies". Rapport de synthèse pour l'Agence de l'eau Seine Normandie, 74 pages + annexes.

ENGEES, GEMCEA, IRH, NANCIE (2001). " Gestion automatisée des réseaux d'assainissement ". Réduction de la pollution déversée par temps de pluie dans le milieu naturel. CD-Rom Life'96.

GROMAIRE-MERTZ M.-C. (1998). La pollution des eaux pluviales urbaines en réseau d'assainissement unitaire : caractéristiques et origines. Thèse ENPC, Paris, France, 507 pages + annexes.

JACOPIN Ch. (1999). "Contribution à la gestion des rejets urbains de temps de pluie par les bassins de retenue". Thèse de l'université Montpellier II, 292 pages + annexes.

LETONDU L. (1997). "Suivi du bassin de dépollution des rejets urbains par temps de pluie de la commune de Sargelé-Le-Mans". Rapport de stage pour la Communauté urbaine du Mans, 66 pages + annexes.

PAYRASTRE O. (1999). "Utilisation du radar météorologique pour l'aide à la gestion en temps réel d'un bassin de retenue. Exemple du bassin de Gentilly à Nancy". Rapport DEA. CETE de l'Est / ENGEES. 74 pages.

RUSCASSIER G. (1996). "Conception et dimensionnement des ouvrages de traitement au fil de l'eau des rejets urbains de temps de pluie". Rapport de DEA STE, CERGRENE / ENGEES, 58 pages.

RUSCASSIER G., CHEBBO G., SAGET A. BERTRAND-KRAJEWSKI J.-L. (1998). "New design method of treatment devices. Storage tanks and on-stream treatments". Proceedings of Novatech 98, 4-6 May 1998, Lyon, France, 1, p. 451-459.

SAGET A. (1994). "Base de données sur la qualité des rejets urbains de temps de pluie : distribution de la pollution rejetée, dimensions des ouvrages d'interception". Thèse ENPC, Paris, France, 333 pages.

Résumé

N. AIRES, G. CHEBBO, J.-P. TABUCHI, Ph. BATTAGLIA. Dépollution des effluents urbains de temps de pluie en bassins de stockage-décantation

Le bassin de stockage-décantation constitue une des solutions qui permet d'assurer la dépollution de rejets urbains de temps de pluie. Quatre suivis d'ouvrages sont présentés. Les résultats sont commentés en regard des objectifs initiaux qui leur ont été assignés et de travaux récents relatifs au dimensionnement et aux modes de gestion conciliant dépollution et lutte contre les débordements de réseaux.

LES BASSINS DE STOCKAGE-DÉCANTATION EN RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT

2E PARTIE

Retours d'expérience

HOLCIM Granulats centre Est

(Sables et Graviers de Loire)

Nous sommes spécialistes dans la production de

MÉDIAS FILTRANTS CONSTITUÉS DE SABLES SILICEUX

POUR EAUX POTABLES, INDUSTRIELLES, USÉES, LOISIRS.

Partenaire des grands concepteurs et donneurs d'ordre,

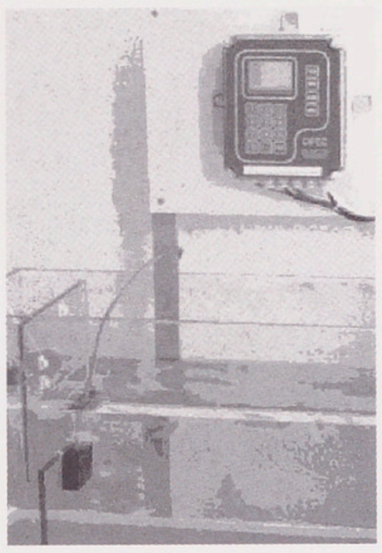
NOS RÉFÉRENCES SONT NATIONALES ET INTERNATIONALES.

Consulter nous **: HOLCIM Granulats centre Est - 58300 DECIZE (France).**

Tél. +33 (0)3 86 25 17 23 - Fax +33 (0)3 86 25 49 98 - E-mail : SABLES-LOIRE@wanadoo.fr

CIFEC INFO 933d

DÉTECTEUR BIOLOGIQUE de POLLUTION des EAUX
TRUITEL - TRUITOSEM



par surveillance des mouvements de poissons: truitelles, vairons, carpes, etc...
Affichage graphique de la quantité de mouvement des poissons. Capteur sonar anti-interférences. Relais à seuils multiples temporisables. Port numérique RS845 et sortie audio. Traçabilité des étalonnages, alarmes et défauts. Mesure indépendante de la turbidité de l'eau. Exploitation économique et simple car le paramètre mesuré est visuel.
Nouveauté 2004 : Transfert des poissons rapide et facile grâce au panier amovible. Fond du réservoir conique permettant un nettoyage et une purge facilitée.
Nombreuses références en surveillance des ressources d'eau potable et des stations de traitement des eaux usées avant rejet en milieu naturel.

Documentation, liste de référence et devis sur demande ou sur notre site. Brevets Cifec - SEM.

CIFEC 12 bis rue du Cdt Pilot, 92200 Neuilly/Seine, FRANCE.

Tél: 33 (0)1 4640 4949, Fax: 33 (0)1 4640 0087, Email: info@cifec.fr, Web: cifec.fr

CENTRE D'ÉTUDES ET DE RECHERCHES DE L'INDUSTRIE DU BÉTON

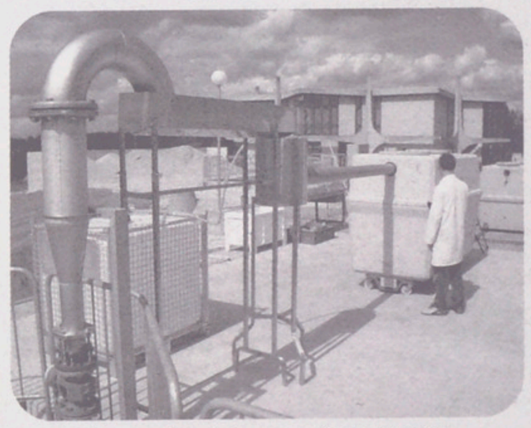
Une plate-forme d'essais unique en Europe pour le marquage CE des équipements de traitement des pollutions de l'eau

Le CERIB est laboratoire notifié ou prénotifié par l'État français pour des activités relatives au marquage CE sur plusieurs familles de produits dont les produits d'assainissement.

Plate-forme de 500 m², comprenant un bassin de 3,5 m de profondeur sur 7 m de long par 5,5 m de large et permettant des essais d'efficacité hydraulique (débit maximal de 50 l/s)

Fosses septiques tous matériaux
- Essai de vérification de l'étanchéité de la fosse
- Essai d'efficacité hydraulique
- Essai de comportement structurel

Séparateurs de boues et de liquides légers
- Essai d'efficacité hydraulique dans le cadre de la certification NF de ces produits



Zone sécurisée pour éviter toute pollution de l'environnement

Le CERIB réalise également d'importants travaux relatifs aux réseaux d'assainissement en béton :
- Certification de produits (marque NF Éléments en béton pour réseaux d'assainissement sans pression)
- Conception de méthodes d'utilisation et de mise en œuvre
- Logiciels de dimensionnement (canalisations et séparateurs)
- Contribution à l'élaboration de textes normatifs et réglementaires

BP 23059
28231 ÉPERNON
Tél. 02 37 18 48 00
Fax 02 37 83 67 39
e-mail cerib@cerib.com
www.cerib.com

cofrac ESSAIS n° 1-0001
ÉTALONNAGES n° 2-1161 - n° 2-1019 - n° 2-1132
CERTIFICATION DE PRODUITS INDUSTRIELS ET DE SERVICES n° 5-0002
(portées communiquées sur demande)

AFAQ ISO 9001 VERSION 2000

Mandaté par AFNOR CERTIFICATION et FIB pour la certification de produits
Notifié par l'État pour le marquage CE des produits (n° 1164)

Le bassin de stockage et de dépollution de La Grenouillère (Communauté urbaine de Bordeaux)

■ C. JACOPIN L'AZOU[1], P. BOURGOGNE[2]

Mots-Clés : Bassin de stockage, inondation, dépollution

Introduction

La Communauté urbaine de Bordeaux (CUB) regroupe 27 communes sur 56 000 hectares, au centre d'un bassin versant de 90 000 hectares drainé par plus de 150 ruisseaux et orienté en hémicycle vers la Garonne. À cette topographie particulière s'ajoutent un certain nombre de spécificités :

- 13 500 hectares sont situés à un niveau inférieur aux plus hautes eaux de la Garonne,
- une pluviométrie représentative d'un climat océanique, avec de violents orages en été et des pluies de longue durée en hiver,
- une imperméabilisation importante, liée à une densité de population relativement faible (11 habitants à l'hectare),
- un fleuve, la Garonne, soumis aux marées dont l'amplitude peut atteindre 7 mètres.

D'importantes inondations en 1982 ont amené la Communauté urbaine de Bordeaux à lancer un important programme avec 2 objectifs :

- résorber le déficit en équipements des secteurs urbanisés par un important programme d'ouvrages structurants,
- développer l'urbanisation de plus de 6 000 hectares en zone naturelle en mettant en œuvre des solutions compensatoires d'assainissement pluvial destinées à ne pas aggraver les effets du ruissellement.

Depuis 1982, la lutte contre les inondations constitue une des priorités de la Communauté urbaine de Bordeaux, laquelle a consacré pendant 20 ans plus de 30 millions d'euros par an à ce programme.

Aujourd'hui, l'agglomération dispose d'un équipement déjà particulièrement performant :

- 2 000 km de réseaux « eaux pluviales » (dont 800 km en unitaire), de 300 mm à 4 500 mm de diamètre,
- 44 bassins de retenue représentant une capacité de stockage de 2,2 millions de m³,
- 49 postes de relèvement dont les plus importants ont des capacités supérieures à 10 m³/s.

En parallèle, plus de 400 solutions compensatoires d'assainissement pluvial ont déjà été mises en œuvre pour des opérations immobilières particulières : bassins à sec ou en eau, enterrés ou à ciel ouvert, noues, revêtements poreux, canalisations surdimensionnées

Pour compléter ce dispositif, mais aussi pour rechercher un traitement efficace des eaux pluviales « au fil de l'eau », la CUB a conçu et mis en service un nouveau bassin de stockage et de dépollution au lieu-dit « La Grenouillère ». D'une capacité de 65 000 m³, il s'agit d'un des bassins enterrés les plus importants construits à ce jour sur le territoire de l'agglomération bordelaise.

Les travaux de construction du bassin ont commencé en 1999 pour s'achever fin 2001. Après une phase d'essais de l'ouvrage d'une durée de 1 an, le bassin de La Grenouillère et ses équipements sont entièrement opérationnels depuis le début de l'année 2003.

1. Présentation du bassin de La Grenouillère

Le bassin de La Grenouillère est destiné à stocker les eaux pluviales pendant les orages afin de limiter les risques de débordement du réseau d'assainissement aval, particulièrement sensible aux inondations. Il collecte actuellement les eaux de ruissellement d'un bassin versant de 77 ha (à terme, 169 ha).

1. Lyonnaise des Eaux France - 91, rue Paulin, BP 9 - 33029 Bordeaux cedex France.
2. Communauté urbaine de Bordeaux - Esplanade Charles de Gaulle - 33000 Bordeaux France.

Outre une vocation hydraulique, l'ouvrage est un outil important de dépollution des eaux pluviales. Sa particularité est d'utiliser l'effet Vortex pour favoriser la sédimentation des particules polluantes transportées par les eaux pluviales et leur concentration vers le fond de l'ouvrage. Ainsi décantée, la fraction supérieure des eaux – eaux décantées – est renvoyée vers la Garonne tandis que la partie inférieure – eaux chargées – celle dans laquelle sont concentrés les dépôts, subit un traitement spécifique sur le site du bassin.

1.1. Conception générale de l'ouvrage

La CUB a conçu un ouvrage innovant dans lequel les phénomènes hydrauliques de décantation et les conditions de soutirage des dépôts formés sont améliorés par la création d'un vortex. En effet, la mise en rotation de la masse d'eau stockée dans le bassin de décantation crée des courants secondaires favorisant la concentration et le dépôt des matières en suspension vers le centre du bassin permettant alors leur évacuation par pompage. Ces eaux chargées sont acheminées vers deux décanteurs de surface puis vers la station d'épuration voisine.

L'ouvrage de La Grenouillère est remarquable par ses dimensions. D'un diamètre de 64 m, il atteint une profondeur de 23 m et est équipé d'une capacité de pompage de 2 m³/s.

Le bassin est formé de 3 compartiments concentriques ayant chacun une fonction spécifique (figure 1) [STORCK et al., 2001] :

- le fût axial de pompage des eaux chargées (diamètre : 3,6 m, 250 m³) est réservé à l'installation du matériel de pompage nécessaire au transfert des matières décantées (2 x 35 l/s) ;
- le fût central (diamètre : 32 m, 16 800 m³) est utilisé comme décanteur statique et dynamique ;
- le fût annulaire (diamètre : 64 m, 48 200 m³) est réservé au stockage des eaux décantées, si le volume de la pluie en permet l'alimentation, une fois le fût central rempli. Il abrite la station de pompage des eaux décantées (2 m³/s) et les équipements d'exploitation de l'ouvrage.

Le débit total des collecteurs se déversant dans le bassin peut atteindre 17 m³/s.

1.2. Principe de fonctionnement de l'ouvrage

• Phase de remplissage

Le principe de fonctionnement du bassin consiste à alimenter prioritairement le fût central par une chambre d'arrivée débouchant sur une rampe de mise en vitesse amenant l'eau au niveau du radier de l'ouvrage (*figures 1* et 2). L'arrivée tangentielle de la rampe de mise en vitesse dans le fût central favorise la mise en rotation du volume stocké et, ainsi, l'accumulation des dépôts au centre du bassin.

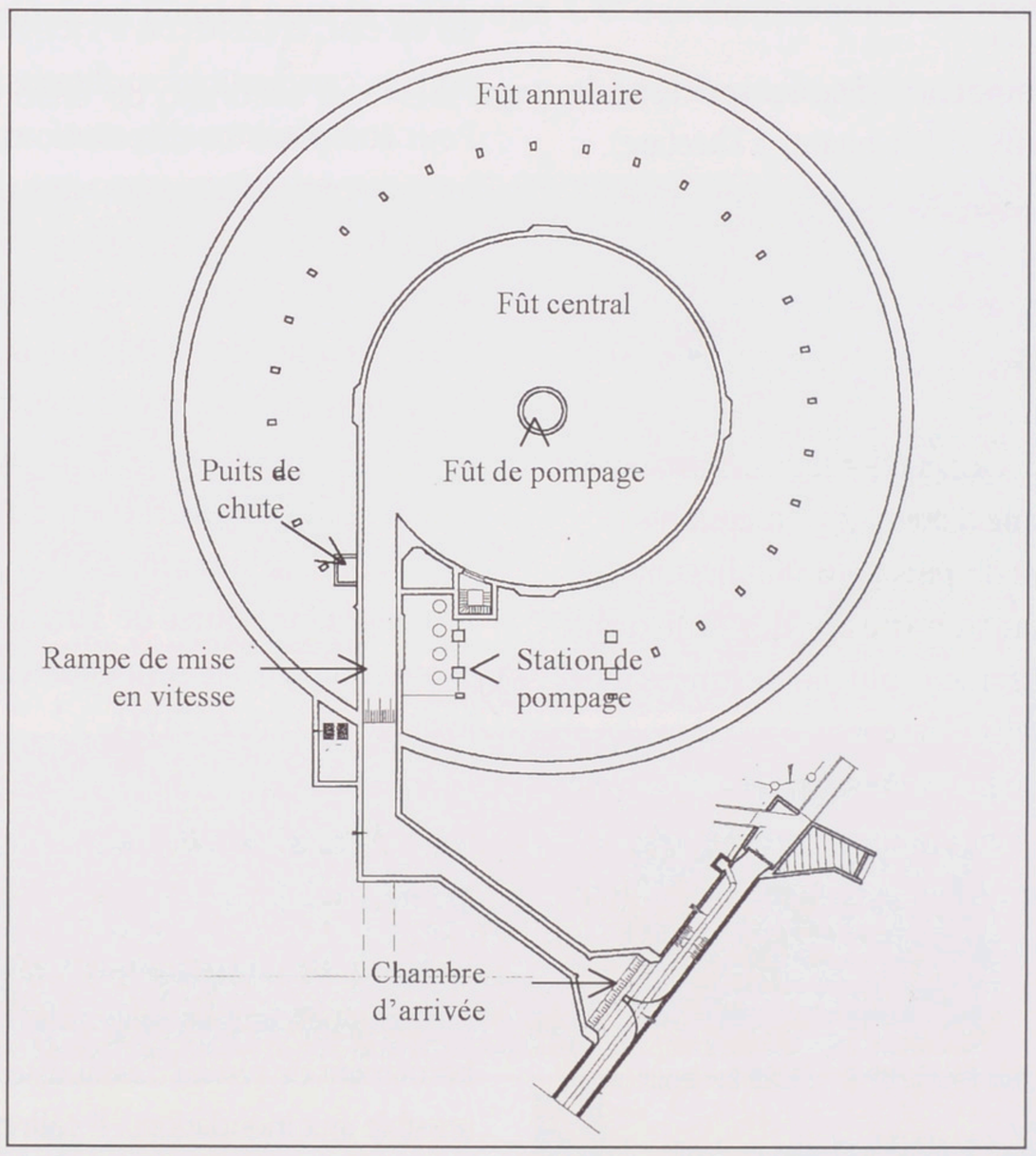


Figure 1. Plan schématique du bassin de La Grenouillère

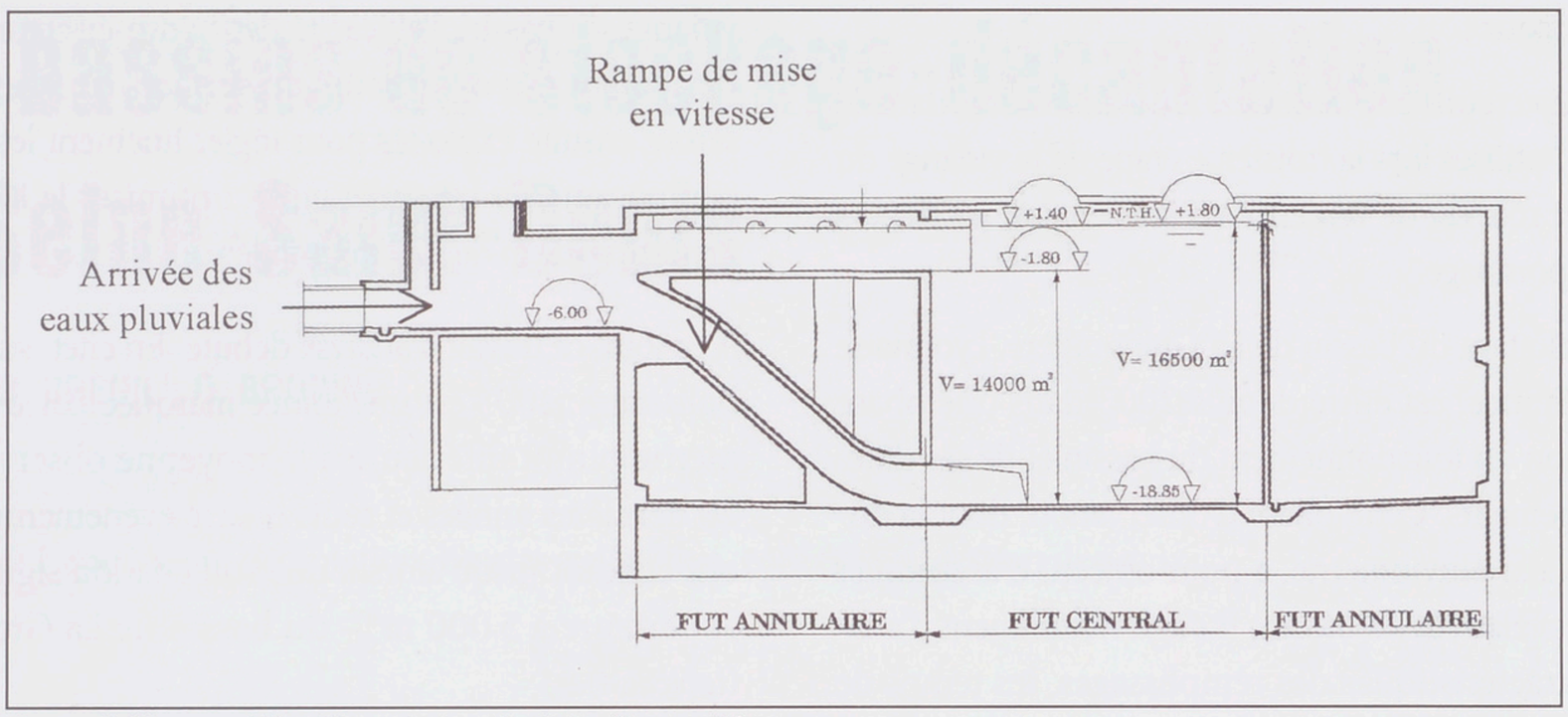


Figure 2. Coupe schématique du bassin de La Grenouillère

Lorsque le fût central est rempli à 80 %, un canal de liaison réalisé en partie supérieure de l'ouvrage au dessus de la rampe de mise en vitesse, court-circuite la rampe et assure le remplissage de la tranche supérieure du fût. Cette double alimentation – basse et haute – limite la remise en suspension des matières en cours de décantation. À ce stade, la volume contenu dans le fût central est de 16 500 m³.

Au-delà, le fût annulaire commence à être rempli, via un puits de chute, par surverse du déversoir latéral au canal. Le puits de chute achemine les effluents en fond de bassin et permet la constitution d'un matelas d'eau amortisseur. Ensuite, le fût central déverse sur tout son pourtour et complète le remplissage du fût annulaire.

• Phase de vidange

Deux unités distinctes de pompage permettent la vidange de l'ouvrage :

- Pompes eaux décantées

La station de pompage des eaux décantées est équipée de trois pompes de capacité variable. Elle est alimentée à partir d'un puits sur lequel débouchent à différentes altitudes les orifices de vidange des fûts central et annulaire.

- Pompes eaux chargées

Deux groupes de 35 l/s refoulent les matières décantées vers le local de traitement situé en surface.

La vidange du bassin s'effectue en trois temps :

❶ la tranche supérieure s'évacue gravitairement vers le réseau d'assainissement puis en Garonne ;

❷ le pompage des eaux décantées s'effectue simultanément dans le fût central et dans le fût annulaire par des orifices ouverts dans leurs parois et répartis sur la hauteur du bassin ; ils relient les fûts au puits d'alimentation de la station de pompage des eaux décantées ; ce mode de vidange, de haut en bas, a pour objectif de favoriser dans le temps la décantation dans le fût central ;

❸ le pompage des eaux chargées, dans la tranche inférieure du fût central comprise entre le dernier orifice ouvert et le radier du bassin, s'effectue vers le local de traitement.

• Phase de pré-traitement des eaux chargées

Le local de traitement des eaux chargées est constitué de deux dessableurs/décanteurs intégrés dans la structure de l'ouvrage. La tranche inférieure des effluents remontés depuis le fût central transite d'abord sur les dessableurs puis est dirigée vers les décanteurs. À l'extrémité des décanteurs, un seuil permet par surverse l'évacuation des eaux décantées et leur rejet vers la station d'épuration.

Les boues interceptées dans les décanteurs sont évacuées par aspiratrice tandis que le sable issu des dessableurs est acheminé vers un classificateur via des pompes à sable.

2. Exploitation du bassin de La Grenouillère

Le bassin de La Grenouillère et l'ensemble de ses équipements sont opérationnels depuis le début de l'année 2003. Ce bassin est un ouvrage de conception innovante qui repose sur un principe de décantation rustique. Par contre, il met en œuvre de multiples équipements pour répondre au mieux à sa double vocation de protection contre les inondations et de dépollution des eaux pluviales. Parmi ces équipements remarquables, on note les suivants :

- 3 débitmètres permettant de mesurer les débits entrant et sortant du bassin ;
- 2 décanteurs de surface ;
- 2 turbidimètres installés dans les décanteurs de surface ; leurs mesures conditionnent le rejet des eaux traités vers la station d'épuration ;

- 1 classificateur ;

- 4 hydro-éjecteurs implantés en fond de bassin, dans le fût central ; utilisés lors la troisième étape de la vidange du bassin, leur rôle est de remettre en suspension les dépôts avant leur pompage.

Aussi, l'exploitant du bassin de La Grenouillère, Lyonnaise des Eaux France, est entré depuis 2003 dans une phase d'observation du fonctionnement du bassin et de ses différents équipements. Cette phase d'observation, dont la durée est liée à la pluviométrie, a pour objectif d'accumuler les données relatives au bassin. Il s'agit notamment d'analyser les caractéristiques des remplissages, les temps de vidange du bassin, l'efficacité des hydro-éjecteurs, le comportement des décanteurs de surface, etc. Ces résultats seront ensuite exploités pour régler finement les différents composants du bassin et ainsi, optimiser le fonctionnement du bassin de La Grenouillère.

À ce jour, ce travail d'analyse débute. En effet, sur la région bordelaise, 2003 est une année marquée par une pluviométrie plutôt inférieure à la moyenne observée sur les 20 dernières années et seuls quatre événements pluvieux ont conduit jusqu'alors à une sollicitation significative – supérieure à 5 000 m^3 – du bassin de La Grenouillère (*tableau I*).

Date de la pluie	Caractéristiques de la pluie	Volume max intercepté (m^3)	Capacité sollicitée (%)
03/02/2003	30 mm en 5 h	12 000	18
05-07/05/2003	20 mm en 13 h + 11 mm en 1 h	8 400	13
04/06/2003	10 mm en 1 h + 11 mm en 5 h	5 200	8
15/07/2003	32 mm en 1 h	15 500	24

Tableau I. Caractéristiques des remplissages du bassin de La Grenouillère observés en 2003

Bibliographie

STORCK F., MATHURIN J.-L., BOURGOGNE P., MAZET E., RIO J.-C., GUILHEM P., 2001 " Les études sur modèles physiques du bassin de rétention et de dépollution de La Grenouillère ", conférence Novatech'2001, Lyon, pp 579 - 586.

CIFEC INFO 1340e

POSTE de RECHLORATION en RESEAU

STATION MOBILE CIFEC comprenant: stockage avec détection et absorption de fuites, analyseur de chlore, vanne modulante de chlore et système expert de régulation en rechloration avec possibilité de télécontrôle depuis l'usine ou la centrale pilote.
REFERENCES en RECHLORATION
- plusieurs centaines dont plus de 80 avec systèmes expert de régulation en rechloration automatique sur réseau,
- plus de 10 ans d'expérience dans les systèmes de régulation,
- 9 cabines sur le réseau du Syndicat des Eaux d'Ile-de-France,
- camions de désinfection automatique de secours.

CIFEC équipe la chloration de plus de 20 000 communes françaises.
Notice gratuite sur demande CIFEC N°500c - Préciser votre spécialité

CIFEC, 12 bis rue du Cdt Pilot, F92200 Neuilly/Seine - **Tél: 33 (0)1 4640 4949**, Fax: 33 (0)1 4640 0087, Email: info@cifec-sa.fr, Web: www.cifec-sa.fr

Les bassins de stockage-décantation en Seine-Saint-Denis

■ B. BREUIL[1], O. BROWNE[2]

Mots-Clés : Dépollution, décantation, bassins de retenue, conception, gestion des eaux

1. Les bassins de retenue, une réponse adaptée au territoire de Seine-Saint-Denis

La géographie du département de Seine-Saint-Denis est particulière au regard de l'assainissement : formée en grande partie d'une plaine sans relief, les seuls exutoires naturels pour les eaux de pluie sont la Marne et la Seine, situées à deux extrémités du territoire. Certaines zones urbaines sont ainsi à plus de 15 kilomètres de la Seine.

Lorsque le département a hérité de la gestion du réseau " intercommunal ", au début des années 1970, de nombreuses zones d'inondation étaient à déplorer. Dans cette configuration, pour limiter les coûts qu'aurait occasionnés la création de gros émissaires sur des distances de plusieurs kilomètres, la mise en œuvre de stockages a été retenue dans la zone séparative. L'urbanisation moins dense, et la pollution domestique relativement faible de ces effluents ont été les autres facteurs déterminants. En zone unitaire, l'urbanisation plus dense, et la prudence face au risque mal connu des nuisances potentielles du stockage d'eaux fortement chargées en matières organiques ont incité à préférer, dans un premier temps, la construction d'émissaires de décharge

Progressivement, les bassins se sont avérés être une bonne solution pour atteindre également les objectifs en matière de lutte contre la pollution :

- en limitant les rejets au milieu naturel en zone unitaire,

- en assurant une dépollution par décantation des effluents stockés en zone séparative.

2. L'évolution du parc, le schéma de 1993

Figure 1. Les Brouillards (SIAAP) à Dugny : 88 000 m³, réseau pluvial, un caisson bétonné et un caisson en herbe

Jusqu'en 1992, la priorité stratégique du département est la lutte contre les inondations. Les bassins construits, de gros volumes à ciel ouvert, sont avec l'expérience, optimisés vis-à-vis de la lutte contre les inondations (ouvrages d'alimentation, gestion automatisée) et vis-à-vis des contraintes d'exploitation (aménagement de caissons, 1er caisson en dur pour une récupération mécanique des boues). De génie civil assez simple, ces ouvrages sont relativement peu onéreux (50 à 120 € par m³ stocké). Leur surface importante permet une bonne efficacité en termes de décantation.

À noter que dans la même période sont construits deux cuves enterrées pour stocker les excédents de temps de pluie sur deux collecteurs d'eaux usées, ainsi qu'un bassin à ciel ouvert de 200 000 m³ sur une surverse de réseau unitaire.

12 ouvrages ont ainsi été mis en service sur cette période, représentant près de 800 000 m³.

Les études menées alors sur plusieurs de ces ouvrages prouvent l'efficacité que ces bassins permettent d'atteindre en termes de décantation en séparatif comme en unitaire (70 à 80 % mesuré au bout de quelques heures).

Le début des années 1990 connaît d'importants épisodes de pollution de la Seine occasionnés par les rejets polluants lors d'orages intenses. En 1993, le nouveau schéma d'assainissement départemental donne comme objectif de traiter toutes les insuffisances hydrauliques par des stockages afin de maîtriser, voir réduire, dans le même temps l'impact polluant des rejets de temps de pluie.

1. Chef du service « Hydrologie urbaine et environnement ».
2. Chef du bureau « Supervision et contrôle hydraulique » - Conseil général de Seine-Saint-Denis Direction de l'eau et de l'assainissement - BP 193 - 93110 Bobigny Cedex.

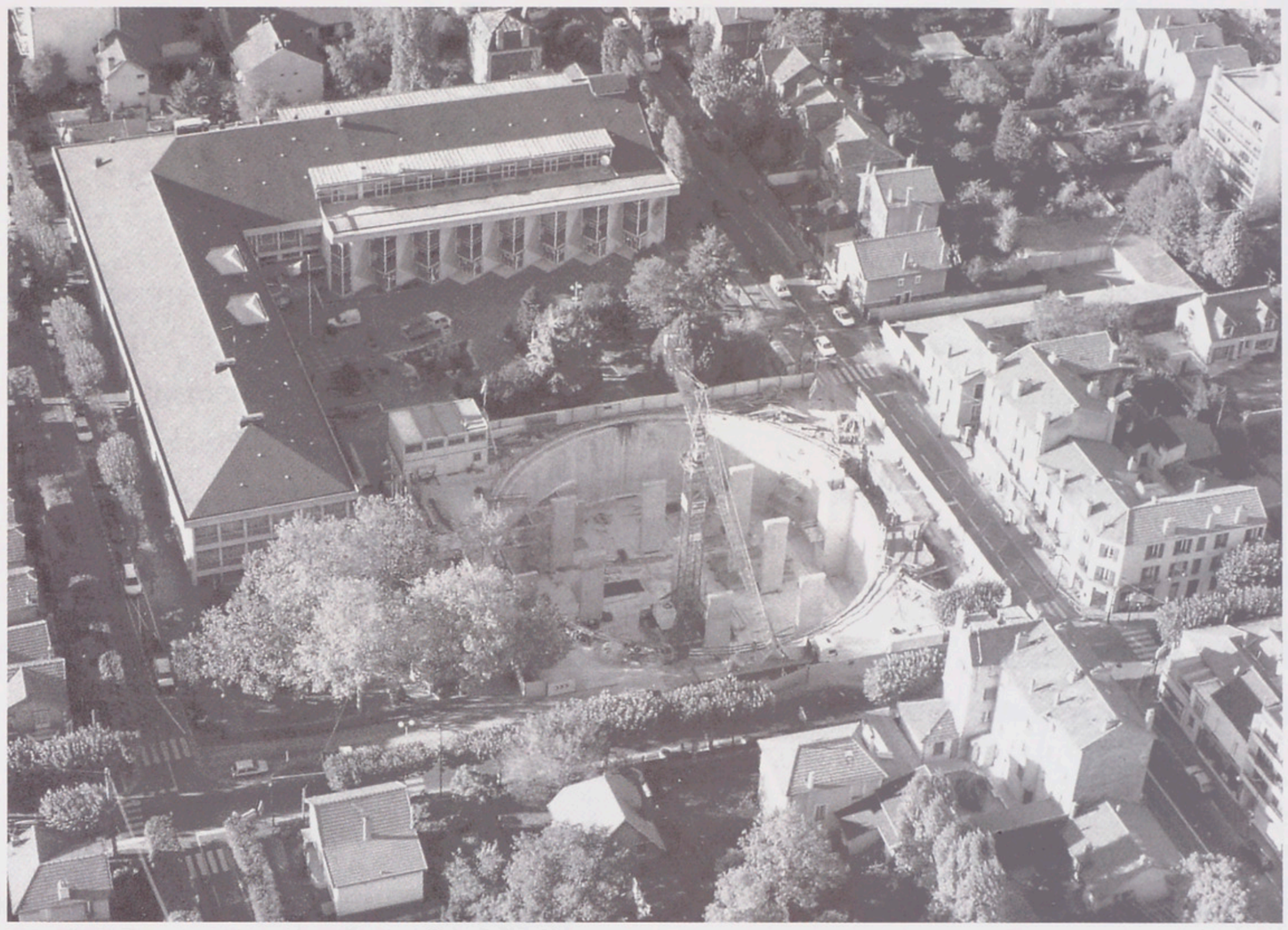


Figure 2. Bassin de la place de la Résistance à Pavillon-sous-Bois : 15 000 m³, cylindrique, enterré sous le parking de la mairie, 1998

Le besoin de ces stockages dans des zones denses, souvent en zone unitaire, impose la réalisation d'ouvrages enterrés. Ces ouvrages coûtent plus cher (minimum 300 € par m³). Ils sont compacts et profonds. La difficulté d'envisager des interventions humaines ou mécaniques pour leur nettoyage a conduit à concevoir un mode de récupération hydraulique des produits de décantation interceptés.

Sur cette période, 13 nouveaux bassins sont mis en service, totalisant 465 000 m³, 6 en zone séparative (17 000 à 77 000 m³), 7 en zone unitaire (3 000 à 165 000 m³, le plus souvent 15 000 à 20 000 m³). Compte tenu des problèmes d'emprise, et du souci d'intégration, 10 des 13 ouvrages construits sont des ouvrages enterrés, dont la surface est occupée par un équipement public (terrain de sport, parking, place publique).

3. Évolution des pratiques de conception et de gestion

La totalité des bassins de retenue départementaux conçus ces dernières années sont des ouvrages enterrés.

Leur conception est maintenant fortement standardisée :

- placés en parallèle des collecteurs à décharger, leur débit de fuite ne transite pas par le bassin,

- profonds et compacts, ils sont généralement de forme cylindrique, qui est la structure la plus économique en terme de dimensionnement des parois,

- le nettoyage, sans intervention humaine, fait appel aux systèmes de chasse par augets basculants ou par clapets, (géométrie du fond très travaillée),

- en zone unitaire, le seul exutoire possible étant généralement le réseau unitaire, la vidange se fait à débit réduit après la pluie,

- en zone séparative, la vidange est conçue en deux étapes ; la partie supérieure (80 à 90 % du volume) est vidangée après décantation vers l'exutoire pluvial, la partie inférieure et les boues de nettoyage sont pompées, à petit débit, vers un exutoire d'eau usée, en direction de la station d'épuration ; ces dernières eaux transitent généralement par une chambre de décantation pour intercepter les matières en suspension susceptibles de se déposer dans le réseau d'eau usée.

L'expérience acquise sur le bassin de la Molette a montré que les bassins à ciel ouvert, avec décantation extensive nécessitaient aussi une grande attention en termes de gestion de vidange. Ainsi, il a pu être mesuré, suite à une décantation poussée, que le ressuyage des boues en fin de vidange, pouvait représenter 75 % de la pollution relâchée pour seulement 3 % du volume. Une liaison vers le réseau d'eau usée a été créée sur ce site, elle permet ainsi d'intercepter ce " last flow ".

Le développement du parc de bassins, et la prise en compte de plus en plus importante des objectifs de lutte contre la pollution, ont amené des évolutions en terme de gestion hydraulique des effluents. La sécurité de la population

reste, bien entendu, une priorité ; mais lorsque l'inondation est maîtrisée, on dispose de marges de manœuvre permettant de mettre en œuvre des consignes de gestion favorables à la lutte contre la pollution.

Ainsi, pour les pluies faibles, le remplissage des bassins est forcé pour assurer une décantation du maximum d'effluents. La vidange est aussi retardée de plusieurs heures, sans que des règles précises ne soient encore bien définies. Après chaque pluie, la vidange peut être gérée de manière à limiter l'entraînement des matières en suspension vers le milieu naturel. On constate ainsi que, au fil des ans, la gestion des vidanges est une opération de plus en plus prenante pour les pilotes, au central de télégestion des eaux.

Pour répondre à ces évolutions de la gestion, une nouvelle génération de système d'assistance au pilotage du réseau est mis en service, fin 2003 :

- après analyse de la pluie prévue, le pilote sélectionne la stratégie de gestion, et autorise ainsi le passage d'un ensemble de télécommandes permettant notamment d'augmenter la décantation,

- ces télécommandes deviennent actives lorsque les conditions locales le permettent.

Cela permet d'avoir une gestion dynamique pour un très grand nombre d'événements pluvieux auxquels nous n'étions pas en mesure de faire face jusque-là.

4. Tendances pour demain

Les bassins de retenue sont devenus les équipements indispensables pour gérer les écoulements urbains de temps de pluie. Les études réalisées à l'échelle de l'agglomération ou du département montrent que, pour répondre aux objectifs de protection contre les inondations et la pollution, d'importants volumes sont encore à créer.

Les stockages se généralisent aussi, à l'amont, que ce soit pour résoudre des problèmes ponctuels d'insuffisance, ou pour maîtriser l'imperméabilisation nouvelle. Le problème qui devient de plus en plus d'actualité sera celui des capacités des réseaux pour la vidange de ces stockages.

• En unitaire, il s'agira de coordonner, en temps réel, l'alimentation des unités de dépollution du SIAAP ; le projet MAGES de supervision des gestions mises en œuvre par les différentes collectivités devra répondre à cet objectif.

• En séparatif, les délais de vidange, compte tenu des capacités des émissaires d'eaux pluviales sont de plus en plus critiques pour les grands bassins versants. Ainsi sur le bassin versant de la Morée (3 000 ha), on dispose d'unecapacité maximale de 12 m³/s. La vidange à pleine capacité de l'ensemble des bassins départementaux (plus de 500 000 m³) nécessiterait, en théorie, plus de 14 heures. Dans la réalité, avec les délais de vidange de tous les petits bassins amont, les temps de décantation, etc., ces durées de vidange peuvent atteindre 2 jours. Nous cherchons à gérer des vidanges séquentielles, pour lesquelles il va falloir définir des règles de priorité. Mais cela peut ne pas être suffisant, dans la mesure ou deux orages peuvent se succéder à 24 heures d'écart. Ce sont les études sur les vidanges et les capacités de traitement qui nous permettront de déterminer les besoins d'émissaires supplémentaires, à l'aval des bassins.

La conception des bassins tend aussi à évoluer.

• Les outils de dimensionnement, tout d'abord. Compte tenu du double usage qui leur est assigné (écrêter les grosses pluies et forcer le stockage des petites pluies), de plus grandes variétés de pluies sont modélisées. L'intérêt d'une meilleure approche du fonctionnement en termes statistiques ou la nécessité d'évaluer l'impact de l'ouvrage à l'échelle de bilans annuels de rejets, par exemple, nous incite à développer des simulations de séries de pluies (60 à 80) nous permettant d'approcher fréquences et chroniques de fonctionnement.

• La taille des ouvrages devrait aussi évoluer, à la baisse. Les insuffisances hydrauliques les plus importantes étant progressivement résolues, les volumes des stockages devraient diminuer, avec des ouvrages de 10 000, voire 5000 m³. Leur mode de gestion devra être plus simple, car il est difficile d'imaginer le même niveau d'équipement, et donc les mêmes moyens de maintenance sur un grand nombre de sites.

Vers la gestion d'une décantation plus poussée

La gestion de chaque ouvrage peut encore être améliorée :

- dans un premier temps, les règles de gestion pourront être affinées afin de moduler les temps de décantation, et les volumes nécessitant un acheminement en station d'épuration, en fonction des volumes de remplissage des bassins,

- l'équipement des vidanges en mesures de turbidité pourrait permettre de gérer la vidange en fonction de seuils de concentration en matières en suspension.

Gestion des eaux pluviales et de temps de pluie de la Communauté urbaine du Grand-Nancy

■ B. DE BELLY[1], L. DALAINE[1]

Introduction

L'agglomération nancéienne représente un territoire d'environ 16 000 hectares et concerne une population de 270 000 habitants. La ville est située au fond d'une cuvette, divisée en 23 bassins versants, et a subi pendant de nombreuses années de graves inondations par saturation du réseau unitaire d'assainissement lors des fréquents et violents orages d'été.

1. Avant 1992 : stocker et évacuer les eaux pluviales afin de lutter contre les inondations

L'expansion de la ville et la pression démographique très forte ont entraîné une imperméabilisation rapide des sols, et une augmentation importante des débits de ruissellement avec un réseau ancien du centre ville ayant de plus en plus de mal à évacuer la surcharge des eaux de pluie.

Afin de réduire durablement l'impact des inondations qui affectait régulièrement la ville, le district (puis la communauté urbaine) a engagé dès 1972 un vaste programme de travaux dont la construction de nombreux bassins de rétention ainsi que le renforcement des collecteurs existants. Une réflexion sur l'optimisation du fonctionnement et de la surveillance des réseaux d'assainissement a été mise en place en parallèle.

En raison des coûts fonciers et de la délicate intégration dans le tissu urbain des ouvrages de génie civil, les services techniques ont opté pour la réalisation d'ouvrages de stockage souterrains comme :

- le bassin de 30 000 m^3, réalisé en 1975, sous la place des Ducs de Bar,

- le bassin de 18 000 m^3, réalisé en 1981, sous le carrefour Foch - Hardeval…

Des bassins paysagers à ciel ouvert ont été réalisés en périphérie de l'agglomération, en zone pavillonnaire, car ils demandent plus de surface.

2. Depuis 1992, stocker et traiter les eaux pluviales

Afin d'améliorer simultanément le niveau de protection et de sécurité contre les inondations et de prendre en compte la dépollution des eaux pluviales conformément à la loi sur l'eau de 1992, il est apparu nécessaire de concevoir et de réaliser des bassins capables de stocker et de traiter tout ou partie de la pollution contenue dans les effluents de temps de pluie.

2.1. Des bassins de stockage / décantation

Les bassins de rétention réalisés depuis 1992 sont conçus dans ce sens. Le bassin de 2500 m^3, aménagé en 1997, sous les carrières Solvay en amont de Maxéville, permet de réguler les débits d'un bassin versant de 218 hectares de parcs d'activités et de zones d'aménagement concerté. Il est doté d'un système complet de nettoyage automatique et de décantation. Les eaux de pluies sont décantées dans le premier compartiment puis les tranches d'eau supérieures claires partiellement dépolluées sont envoyées vers le milieu naturel grâce à un régulateur de débit flottant asservi à une sonde mesurant la turbidité. Le cycle se termine par la vidange des eaux chargées puis le nettoyage par effet de chasse du compartiment et l'évacuation de l'ensemble des matières décantées vers la station d'épuration via le réseau des eaux usées. L'ouvrage permet de retenir 50 % des matières en suspension.

1. Communauté urbaine du Grand-Nancy - 22,24, viaduc Kennedy - Case officielle n° 36 - 54035 Nancy Cedex.

2.2. La modification de bassins de stockage existants

De manière à optimiser le potentiel de son parc de bassins de rétention existants, la communauté urbaine, au travers d'un programme Life, a réalisé des travaux de transformation du bassin de stockage existant de Gentilly (12 000 m³, réalisé en 1974) en décanteur des eaux de temps de pluie fortement polluées. L'ouvrage classique assurant toujours la fonction de stockage pendant les orages.

Les travaux ont consisté à compartimenter en deux l'ouvrage existant pour réaliser une décantation dans des conditions satisfaisantes. Le premier compartiment est réservé à la décantation des premières pluies. Pour chaque compartiment, la gestion des équipements a été automatisée par des sondes à ultrasons pour les niveaux et des turbidimètres flottants auto-nettoyants pour les concentrations en matières en suspension afin de commander la manœuvre des vannes installées. La vanne de sortie du bassin régule les débits de vidange des eaux sales et des eaux claires sur des plages différentes en fonction des capacités hydrauliques du collecteur de sortie aval. Un dispositif d'anticipation des mesures pluviométriques grâce au radar météorologique permet d'assurer, dans de bonnes conditions de gestion, la fonction de stockage et la fonction traitement de l'ouvrage pour un rendement moyen de 50 % sur les matières en suspension.

2.3. Des bassins de dépollution à l'exutoire des grands bassins versants urbanisés

Une étude de modélisation réalisée sur l'ensemble du réseau d'assainissement communautaire a montré la nécessité de réaliser dans les années à venir des capacités de dépollution importantes (soit 5 à 6 ouvrages pour 50 000 m³ de capacité) afin notamment de protéger la Meurthe contre la pollution de temps de pluie.

Le premier bassin de dépollution « Îlot Keller » permettra de collecter les eaux du bassin versant de Boudonville, de 660 hectares, situé au nord-ouest de l'agglomération en rive gauche de la Meurthe et entièrement urbanisé avec une imperméabilisation moyenne de 40 %.

Ce bassin est un ouvrage pilote qui a un volume de 7 200 m³ et peut traiter un débit maximum de 3 m³/s avec un rendement théorique autour de 70 % sur les matières en suspension suivant la pluie et la configuration envisagée. Il comprend un dégrillage, un dessablage et un traitement par décantation lamellaire (moitié en contre-courant, moitié en courants croisés, avec ou sans adjonction de réactifs).

Sa réalisation se termine en 2003 et sera suivie d'une période de mise en route et d'expérimentation pour tester différentes configurations de traitement grâce à des by-pass et des possibilités de mises en série ou en parallèle de certains équipements.

Conclusion

Au cœur de l'agglomération nancéienne, le sous-sol abrite aujourd'hui plus de 100 000 m³ de rétention destinés à la gestion des eaux pluviales auxquels s'ajoutent 80 000 m³ de bassins à ciel ouvert situés en périphérie. Malgré les efforts consentis jusqu'à ce jour, certains secteurs restent déficitaires au regard de la sécurité et nécessiteront encore de lourds investissements.

C'est pourquoi, la communauté urbaine vient de constituer un groupe de travail chargé d'actualiser la gestion des eaux pluviales de l'agglomération pour notamment intégrer en amont des nouveaux projets d'aménagement des techniques alternatives aux réseaux afin de limiter l'imperméabilisation des sols et les investissements futurs de la communauté.

Gestion en temps réel des bassins de retenue. Expérience du département du Val-de-Marne

■ B. PISTER[1], P. ROSSET[1], A. RABIER[1]

Mots-Clés : Bassin de retenue, dépollution, eaux pluviales, turbidimètre

Introduction

L'organisation de l'assainissement en agglomération parisienne confère aux départements de la petite couronne une compétence en assainissement. Le Val-de-Marne est ainsi le maître d'ouvrage d'un réseau de collecte et de transport dont il assure la gestion et l'exploitation en régie.
Le département est également un des membres constituant le SIAAP (Syndicat interdépartemental pour l'assainissement de l'agglomération parisienne), dont la mission principale est d'assurer l'épuration des eaux usées.
Le SIAAP possède pour cela 4 usines d'épuration d'une capacité totale de 2 700 000 m³/j. Ces usines sont pour certaines capables d'accepter des eaux de ruissellement urbain de temps de pluie, en apport direct, ou restituées par des bassins de stockage après la pluie.
Le département du Val-de-Marne exploite certains de ces bassins dont il est maître d'ouvrage ou pour le compte du SIAAP ; Il gère également des ouvrages de dépollution des eaux de ruissellement ayant pour exutoire le milieu naturel.

1. Les bassins en Val-de-Marne

Généralement, la construction des bassins a été motivée par des raisons hydrauliques de lutte contre les inondations. La plupart sont construits dans des secteurs d'urbanisation ancienne, sur des réseaux à caractère unitaire ; de ce fait, la prise en compte de la pollution des eaux de pluie a été intégrée dès la conception du bassin : gestion des eaux décantées, des boues déposées, systèmes de nettoyage, capteurs pour une gestion automatique et temps réel.

Le *tableau I* présente sommairement 4 bassins qui jouent un rôle de protection du milieu naturel contre la pollution des eaux de pluie en milieu urbain.
Ces bassins sont tous gérés automatiquement pendant les phases de remplissage, décantation, vidange et nettoyage.

2. Gestion des vidanges par des capteurs de turbidité

Les bassins qui contribuent à la dépollution des eaux de pluies sont de deux natures.
- Les bassins à caractère unitaire dont la vidange est différée après la pluie, vers un réseau unitaire, puis une usine d'épuration. Il s'agit de gérer le transfert vers le réseau aval afin de ne pas générer des déversements liés à la vidange des bassins.
Il n'y a pas de contrôle de la qualité des eaux restituées. De plus, les boues qui se sont déposées en fond de bassin sont nettoyées par des chasses et également évacuées vers le réseau unitaire.
- Les bassins qui se vidangent vers le milieu naturel et dont un des objectifs est d'abattre la pollution par décantation.
La mesure de turbidité est un des outils qui permet de gérer la vidange vers le milieu naturel.
En 1993, le Val-de-Marne a acquis un capteur de turbidité ADES, développé à l'époque par l'Université libre de Bruxelles. Ce capteur a vocation à être utilisé pour le temps réel.
Il prélève un échantillon d'eau, à pas de temps paramétrable, et mesure la température, la conductivité et la turbidité selon un procédé spécifique qui permet de déduire le taux de MES dont la part des MES décantables, ainsi que la DCO.

1. Conseil général du Val-de-Marne - Direction des services de l'environnement et de l'assainissement - Immeuble Thalès - 25, rue Olof Palme - 94000 Créteil.

Vitry (SIAAP)	Construit en 1995 - Bassin enterré de 50 000 m^3 Le bassin est en dérivation d'un EP essentiellement alimenté par des surverses d'unitaires. Bassin comportant plusieurs compartiments : - dégrillage dessablage pour les très faibles débits d'apports, - stockage décantation de 18 000 m^3 - stockage hydraulique de 32 000 m^3 Vidange en partie gravitaire (35% de la capacité) et par pompage vers la Seine, après décantation. Boues décantées et de rinçage des fonds de bassins pompées vers le réseau d'eaux usées après avoir séparé les sables. Principal enjeu : Vidange du bassin en Seine en amont immédiat d'une prise d'eau pour la production d'eau potable.
L'Hay Les Roses (SIAAP)	• Avant 1999 : Bassin existant à ciel ouvert, utilisé comme zone d'expansion des crues de la rivière Bièvre - volume utilisable : 20 000 m^3 • Depuis 1999 : Réaménagement du bassin à ciel ouvert pour augmenter sa capacité à 60 000 m^3 et création d'un bassin enterré de 24 000 m^3 soit un volume total de 84 000 m^3. Deux bassins versants : - rivière Bièvre et son affluent Blagis (bassin versant existant avant l'aménagement de 1999), - bassin versant unitaire du secteur Antony-Fresnes (bassin versant se déversant en Seine avant 1999). Bassin comportant plusieurs compartiments : - enterrés pour stocker les apports unitaires et les 1er flux de la Bièvre, - à ciel ouvert, alimenté par surverse des bassins enterrés. Vidange gravitaire à débit contrôlé vers un réseau unitaire, en différé après la pluie. Vidange gravitaire possible de 47 000 m^3 maxi vers la Bièvre (55 % de la capacité). Enjeu : Projet de « redécouverte » de la Bièvre et donc de préservation de ce milieu naturel qui redeviendrait un affluent de la Seine.
Arcueil (SIAAP)	Construit en 1999 - Bassin enterré de 24 000 m^3 Le bassin versant est unitaire. Bassin à un seul compartiment. Vidange par pompage vers un réseau unitaire, en différé après la pluie. Principal enjeu : pour les pluies sans risque hydraulique (inondation), le stockage est géré pour limiter les déversements directs en Seine, en aval du bassin.
Valenton (CG94)	Construit en 2001 - bassin enterré de 2 200 m^3 Le bassin versant est séparatif (nouvelle urbanisation). Bassin à un seul compartiment, il a vocation à dépolluer les eaux (vidange de fond de 1 200 m^3 vers le réseau EU pour les faibles remplissages) et à limiter les apports vers le réseau EP aval (débit de fuite contrôlé par un pompage).

Tableau I

Ce capteur, placé pour essais sur un réseau d'eaux unitaires, a donné de bons résultats.
Cependant, il est nécessaire de réaliser des campagnes de prélèvements avec analyses en laboratoire pour calibrer l'appareil.
Fort de cette expérience positive, à l'occasion de la construction du bassin de Vitry mis en exploitation en 1995, deux capteurs ADES ont été installés en entrée / sortie du bassin à des fins de contrôle de son efficacité en terme d'abattement de la pollution.

Un troisième capteur ADES a été placé dans le bassin pour tenir compte du taux réel de MES dans la gestion de la vidange. L'automate local détecte la fin du remplissage du bassin et lance une temporisation paramétrable avant de déclencher la vidange, mais il peut tenir compte également des informations délivrées par le turbidimètre pour éventuellement anticiper cette vidange.
L'expérience a montré que l'utilisation de tels capteurs, pour une gestion opérationnelle de bassin, était extrêmement délicate ; en effet :

- ces capteurs n'étaient pas dans un écoulement permanent (bassins à sec la plupart du temps) d'où de grandes difficultés pour réaliser les opérations de test et de maintenance courante ;
- pour réaliser le calibrage des appareils et mesurer l'efficacité du bassin, une campagne de mesure avec prélèvements a été réalisée en 1996 mais avec des résultats décevants, en grande partie liés à la faible pluviométrie cette année là ;
- le bassin de Vitry est un bassin enterré assez profond (10 m) ; la prise d'eau du capteur n'a pas pu être placée idéalement et ne captait pas les faibles pluies.

Ces capteurs ne sont plus utilisés à ce jour sur ce bassin, car les conditions normales d'exploitation de ce type d'appareil ne sont pas réunies.

Un petit bassin (bassin de la Ferme de l'Hôpital) situé sur une zone d'urbanisation nouvelle à Valenton vient récemment d'être mis en exploitation.

Un capteur de turbidité Ponselle à nettoyage automatique est installé dans le bassin. Il est à la base du process de vidange. Des essais *in situ* ont été réalisés dans le but de valider cette installation, à savoir l'implantation, l'étalonnage et les conditions d'entretien.

Il s'avère indispensable de placer la sonde de mesure dans une zone proche du point de vidange, immergée en permanence, et hors de l'influence des remous provoqués par le démarrage des pompes de vidange.

Le capteur fournit une mesure en NTU qu'il faut corréler au taux de MES exprimé en mg/l. Dans le cas particulier du bassin de Valenton, la corrélation obtenue est : 1 mg/l = 2,623 NTU.

Pour surveiller les dérives de l'appareil, un étalonnage régulier du turbidimètre est nécessaire. Pour cela, au lieu d'utiliser une solution de formazine (produit cancérigène), une gamme de solution étalon à base de lait a été constituée.

Le seuil de rejet vers la Seine a été fixé à 50 mg/l (environ 130 NTU). Ce seuil est généralement atteint après 4 heures de décantation. Si toutefois ce seuil est dépassé en cours de vidange, l'automate stoppe les pompes et prolonge le cycle de décantation.

Au cas où le seuil ne serait pas atteint, la vidange est déclenchée manuellement vers le réseau d'eaux usées.

L'expérience actuelle du département permet d'envisager pour l'avenir d'adapter les équipements de contrôle des vidanges sur certains bassins existants.

Par exemple, les projets de " redécouverte " de la Bièvre vont imposer une modification de la gestion du bassin de l'Hay. Actuellement, ce bassin se vide intégralement vers le réseau unitaire alors qu'à terme l'objectif sera de vider les eaux décantées vers la Bièvre (rivière) avec l'aide d'une mesure de turbidité, et de ne vider que les eaux polluées vers le réseau unitaire.

Concernant le bassin de Vitry, et sur la base de l'expérience du bassin de Valenton, l'étude de remise en place d'un turbidimètre pourrait être envisagée.

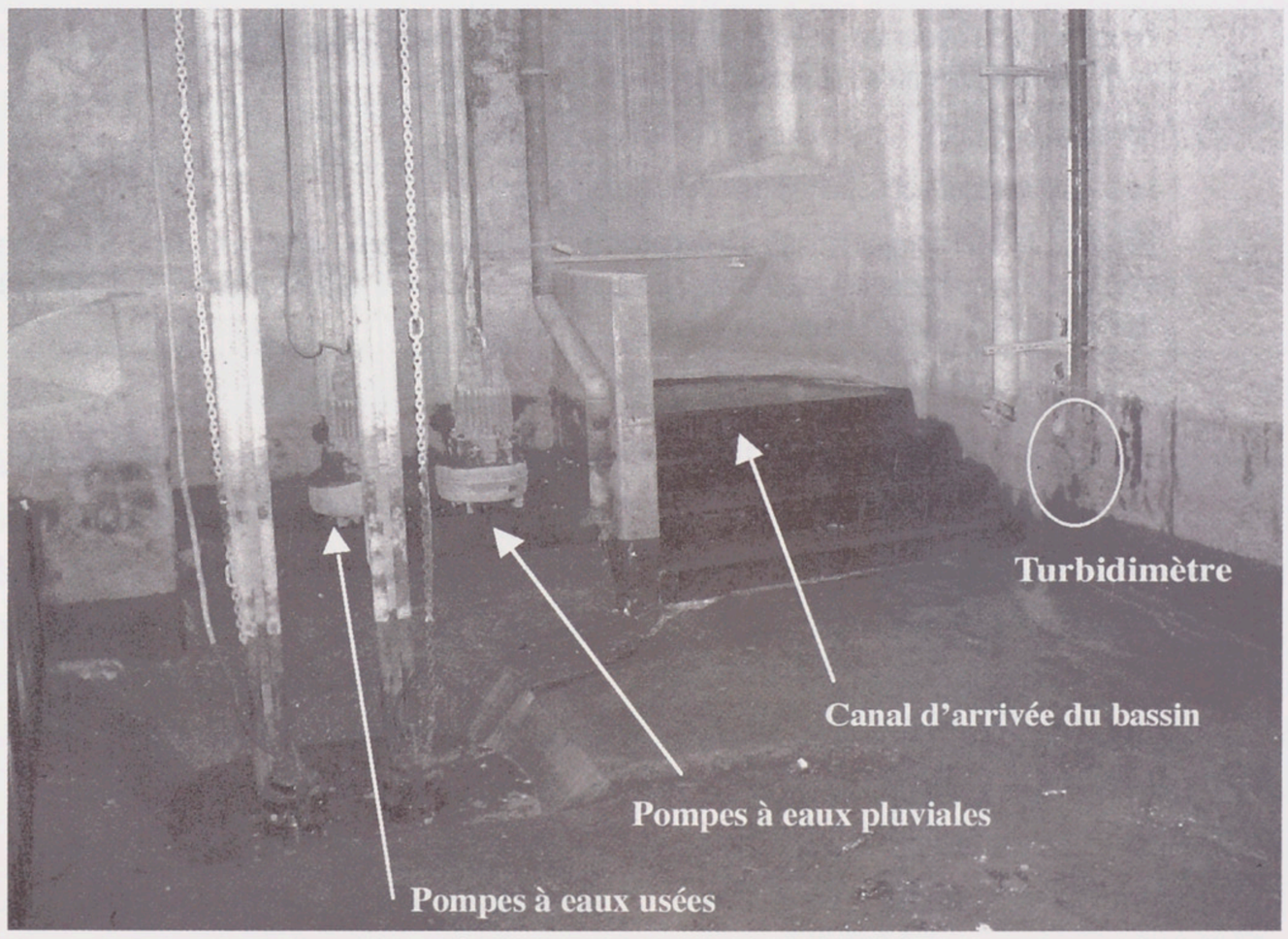


Figure 1. Bassin de la Ferme de l'Hôpital

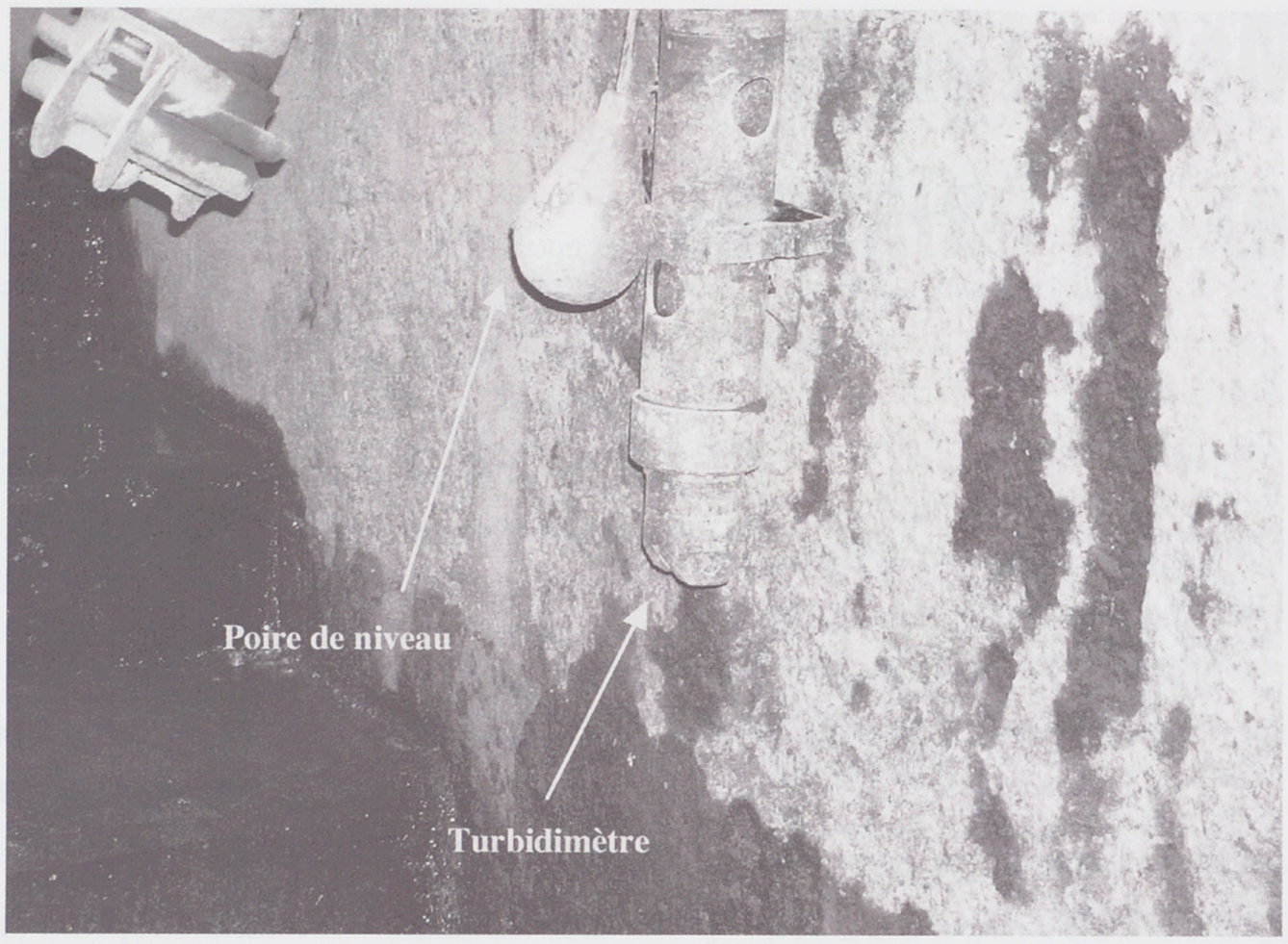


Figure 2. Turbidimètre du bassin de la Ferme de l'Hôpital

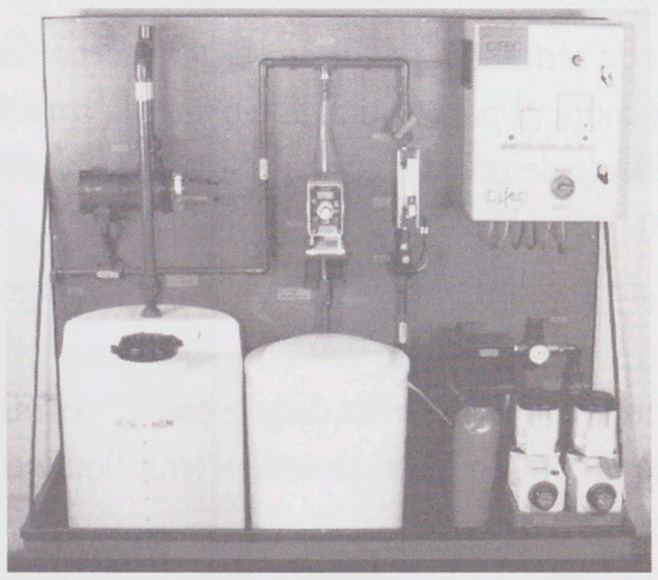
Conclusion

Même si les bassins de retenue sont en général construits pour résorber des inondations, ils contribuent de fait à la dépollution des eaux pluviales. Grâce à une gestion temps réel de ces bassins, et sur la base d'informations météo, il est possible de solliciter les volumes des bassins à des fins de dépollution (faibles pluies) sans pour autant prendre de risques en cas d'orages.

Cela suppose des sollicitations fréquentes des bassins et donc une exploitation conçue pour un entretien relativement aisé. Dans la conception de tels bassins, l'attention doit être portée sur les modes de vidange et de nettoyage après chaque remplissage.

La vidange gérée sur la base d'une mesure de turbidité reste délicate à mettre en œuvre. Cela requiert des conditions particulières à respecter quant au choix du matériel, ses conditions d'implantation et de maintenance.

CIFEC INFO 2179a



ELECTRO-CHLORATION CIFEC

Désinfection des eaux potables, industrielles, usées, de piscine.

Unités de fabrication de chlore par électrolyse de 2 g/h à 56 kg/h

- Utilisation d'hypochlorite "frais" sans perte de degré chlorométrique ni formation de chlorate,
- Prix économique du chlore fabriqué. Electrodes garanties 5 ans,
- Stockage de sel permettant une autonomie de 1 an sans problème,
- Montage des électrodes en parallèles évitant la surchauffe de la saumure et donc la formation de chlorates,
- Cellule à flux ascentionnel évitant l'accumulation de l'hydrogène dans le générateur.
- Plusieurs références en France (eau potable, piscine publique...)

CIFEC équipe la chloration de plus de 20 000 communes françaises.

Notice gratuite sur demande CIFEC N°2179a - Préciser votre spécialité

CIFEC, 12 bis rue du Cdt Pilot, F92200 Neuilly/Seine - **Tél: 33 (0)1 4640 4949**, Fax: 33 (0)1 4640 0087, Email: info@cifec-sa.fr, Web: www.cifec-sa.fr

Saint-Malo et la protection des eaux de baignade

■ J. BELLEC[1]

Mots-Clés : Baignade, boues, inondations, modélisation, pluie, prétraitements

1. Introduction : la mer, un atout... des contraintes

Saint-Malo, ville historique et touristique importante de 53 000 habitants (4 039 hectares pour 309 km de voirie) est construite sur la rive droite de l'estuaire de la Rance, au sud-ouest de la baie du Mont Saint-Michel. En période estivale, sa population approche les 250 000 personnes. Au cours des trois derniers siècles, le développement de son urbanisation s'est effectué par assèchements successifs des marais bordant le ruisseau du Routhouan. Actuellement, son littoral comprend 29 km et englobe 11 plages très fréquentées.

L'alternance des marées à forte amplitude (13,60 m) de la région engendre des modifications des régimes d'écoulement des eaux drainées par les 22 km d'émissaires implantés dans les quartiers submersibles.

Ce régime d'écoulement est tantôt gravitaire à marée basse pour toute altimétrie marine inférieure à la cote 5,00 (en cote marine), tantôt en charge à marée haute.

450 ha regroupant 20 000 résidents sont situés à près de 4 mètres sous le niveau de la mer aux marées d'équinoxe.

Il en résulte des contraintes considérables (zones inondables potentiellement nombreuses, collecteurs à faible pente baignant en permanence dans la nappe marine, sous-sol hétérogène, etc.) avec néanmoins un réseau séparatif à 48 %.

Ce contexte particulier pose au niveau de l'assainissement trois contraintes distinctes mais intimement liées entre elles : la gestion de l'exutoire, la gestion des eaux pluviales, la gestion des eaux usées.

Depuis 1978 des dispositifs de stockage des eaux de pluie ont été réalisés tant en ce qui concerne les bassins de retenue paysagers (eaux pluviales) que les bassins tampons (réseaux unitaires).

2. Aménagements sur réseaux pluviaux : lutte contre les inondations et rétention de polluants

Des inondations à caractère répétitif ont conduit à l'établissement en 1981 du "schéma directeur pluvial" comprenant essentiellement quatre postes de crues (de 1,5 à 12 m^3/s), 38 bassins de retenue à ciel ouvert pour un stockage global proche de 330 000 m^3 et de nombreux renforcements.

À ce jour, les 24 bassins de retenues opérationnels pour 117 000 m^3 stockables sont tous de type "en eau" avec plan d'eau permanent de forme et de surface variables et sont assimilés localement à des parcs paysagers urbains. L'existence de nappes phréatiques permet l'alimentation régulière du plan d'eau permanent.

Ces bassins " paysagers " sont utilisés en dehors des périodes pluvieuses, comme parcs publics soit à plus de 90 % du temps annuel.

En dehors de cet usage récréatif, il faut distinguer deux fonctions primordiales :

- la première et la plus visible est celle de participer activement à la lutte contre les inondations en période de pluies intenses ou d'orage, en stockant des volumes importants ce qui retarde l'arrivée de ces eaux à l'exutoire,
- la seconde est de réduire la pollution rejetée par faibles pluies ; dans ce cadre, il paraît utile de rappeler la contribution essentielle de deux ouvrages constitutifs du bassin de retenue à cette autre finalité.

• *Les ouvrages de prétraitements statiques (dessablage/déshuilage...)*

Situés avant l'admission de ces eaux dans le bassin, ces ouvrages hydrauliques ont pour fonction de retenir flottants, sables, huiles, etc.

Leur nettoyage complet est bi-annuel et permet d'extraire en moyenne 2 m^3 de boues tous les 6 mois. Les produits

1. Directeur des infrastructures urbaines (réseaux sanitaires et voirie) - Ville de Saint-Malo

ainsi récupérés sont traités en station d'épuration ou évacués en décharge de classe II.

• *Le bassin permanent proprement dit*

Après passage par les prétraitements précités, l'eau est dirigée par un siphon sous le niveau du plan d'eau considéré comme le niveau des plus basses eaux (NPBE). À chaque pluie le niveau du plan d'eau s'élève d'une hauteur proportionnelle aux volumes entrants.

Pour lutter contre les départs de pollutions vers le milieu récepteur, toute la démarche hydraulique consiste à contenir uniquement sur l'emprise du plan d'eau permanent et selon la fréquence de retour pré choisie, les ruissellements pluviaux produits par les petites pluies et les premiers ruissellements de pluies plus importantes. Pour cela, des hauteurs de marnage de 0,50 m à 1 m sont utilisées. Le niveau supérieur correspond à l'arase des berges soit l'altimétrie de la pelouse praticable par temps sec *(figure 1)*.

Ainsi ces eaux de lessivage de sols décantent et les produits ruisselés s'accumulent au fond. Dans le cas de Saint-Malo, une vidange tous les 10/15 ans s'avère nécessaire. Les produits extraits par hydrocureurs oscillent par opération entre 100 et 400 m³ soit entre 20 % et 80 % du volume du plan d'eau permanent et sont fortement dépendants des usages de la surface active d'apport.

Ces bassins de retenue conçus à l'origine pour protéger les habitations aval des inondations permettent néanmoins de maîtriser une partie de la pollution découlant des lessivages de sols.

Ces eaux sont d'autant plus concentrées en MES, DCO, métaux lourds que d'une part, la pluie est faible (15-20 mm/jour - occurrence mensuelle) et que d'autre part, le phénomène fait suite à une longue période sèche. Notons qu'en général les vidanges sont à débit variable et asservies à une altimétrie préfixée de l'eau dans le réseau aval géré le plus souvent par un automatisme local.

Les expériences menées depuis 1978 à Saint-Malo et qui portent sur près de 117 000 m³ de stockage confirment la pleine efficacité des ouvrages dans la lutte contre les inondations et la population est très sensible à leur utilité.

La mise en évidence des phénomènes de rétention des polluants issus des ruissellements de temps de pluie par le truchement du plan d'eau permanent est récente, et représente une action certaine pour protéger le milieu récepteur lors d'événements pluvieux inférieurs à l'occurrence mensuelle ce qui est particulièrement efficace en période estivale.

3. Aménagements sur réseaux unitaires : lutte contre la pollution

Pour éviter les effets dévastateurs sur la qualité des eaux de baignade notamment l'été, la ville de Saint-Malo a innové dès les années 1990 en créant sur les réseaux unitaires des ouvrages de stockage susceptibles d'intercepter intégralement des pluies se produisant 1,5 jour par mois (5 % du temps mensuel), appelés localement " bassins tampons " (eaux unitaires) par opposition aux " bassins de retenue " (eaux pluviales).

3.1. Qualité des effluents de temps pluie

La méthodologie a porté sur l'analyse des paramètres physico-chimiques (DCO/DBO_5 et MES), la bactériologie

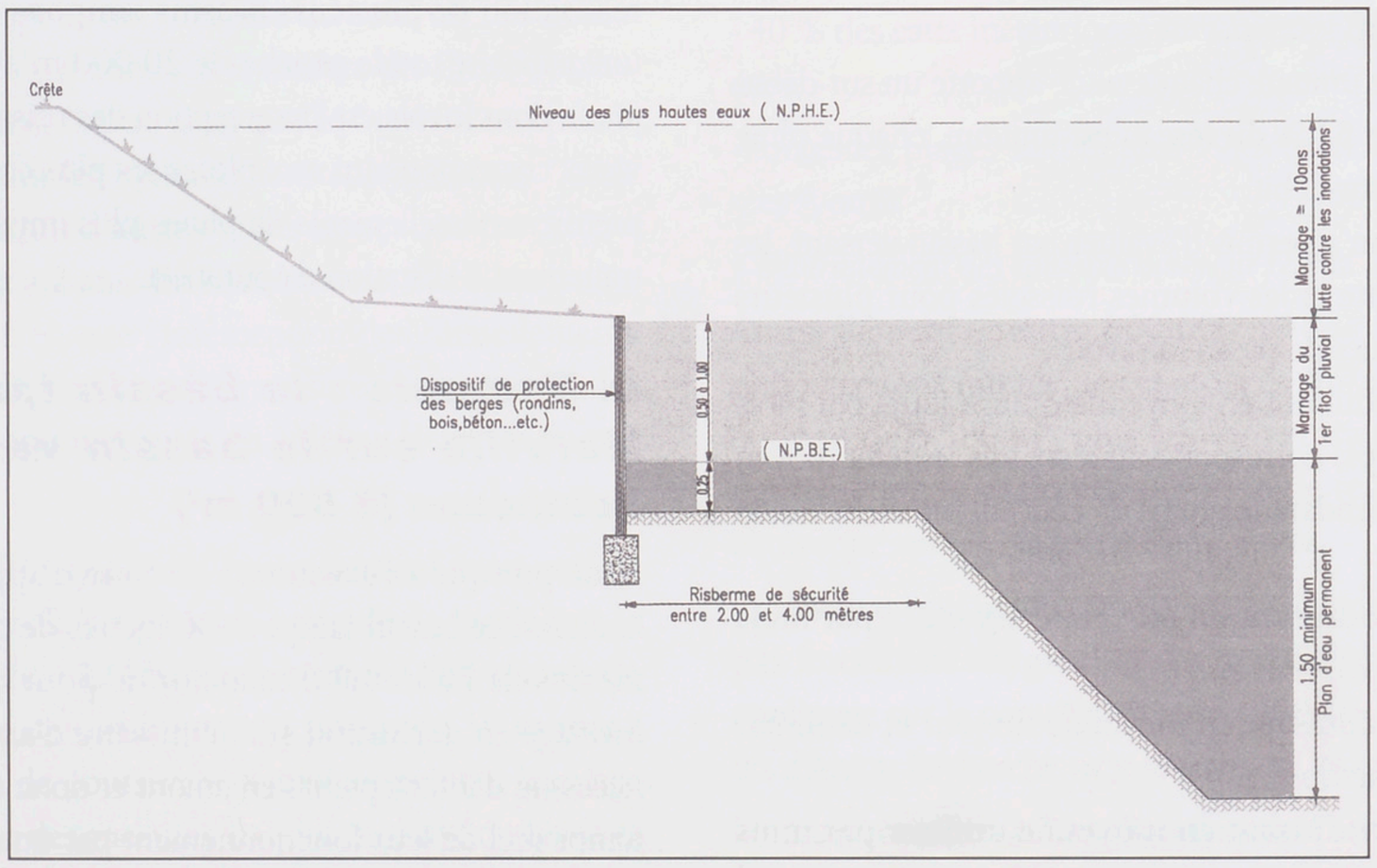


Figure 1. Détail du marnage " petites pluies et 1er ruissellement pluvial "

et les métaux lourds à la fois sur des prélèvements d'eaux ruisselant dans les caniveaux (avant chute dans l'avaloir) et à l'exutoire d'un bassin versant urbain desservant 385 ha (c=0,25 ; Tc = 90') sur la base d'échantillons moyens prélevés toutes les 18 min.

Pour les caniveaux et sur le plan bactériologique, les analyses ont confirmé que ces eaux de ruissellement après lessivage des sols urbains présentaient des concentrations en coliformes totaux de l'ordre de 4 à 5 u log classant ces eaux dans la catégorie " eaux polluées ".

Quant au bassin versant test précité, les concentrations les plus importantes en polluants sont observées pour des pluies inférieures à 1 mm/h et en début de phénomène.

En conclusion de ces deux études, il était démontré que le seul traitement des eaux usées et industrielles ne suffirait pas à garantir des qualités d'eaux de baignade de type " A " de la règle CEE durant les quatre mois estivaux et qu'il était indispensable de traiter au moins pour partie les ruissellements pluviaux (ceux produits par les pluies les plus courantes et ceux correspondants aux premiers ruissellements pour des pluies plus importantes) sur la ville de Saint-Malo.

3.2. Choix de la "pluie de projet" pour l'évaluation des volumes à intercepter

Basée à l'époque sur les observations limitées aux seules 17 années de la station Dinard / Pleurtuit toute proche, des ajustements à la loi de Montana, pour de faibles pluies estivales, ont permis de simuler des débits de pointe et des volumes à intercepter respectant les normes de dépassement de classement CEE des eaux de baignade (NI / NG).

Ainsi 5 % du temps soit une occurrence de 18 jours par an ou 1,5 jour par mois signifie que 95 % des pluies estivales ont une intensité inférieure ou égale à la précipitation tombant 18 jours par an.

Le réseau étant unitaire chaque pluie apporte un sur-débit. Rappelons que 52 % du réseau est unitaire, chaque pluie apportant un sur-débit.

La modélisation a permis d'évaluer par bassin versant, les débits de pointe et les volumes ruisselés pour plusieurs familles de pluies de projet, à savoir :

- pluies se produisant en moyenne quinze jours par mois (50 % du temps) correspondant à six fois le débit moyen de temps sec pendant le temps de concentration du bassin versant),
- pluies se produisant en moyenne six jours par mois (20 % du temps),
- pluies se produisant en moyenne un jour et demi par mois (5 % du temps),
- pluies se produisant en moyenne un jour par mois (3,3 % du temps).

3.3. Conséquences sur le dimensionnement des ouvrages

Pour Saint-Malo et très succinctement ces simulations aboutissaient à l'interception des volumes suivants pour les seules pluies estivales.

Fréquence 50 %	6 QTs	7 100 m³
Fréquence 20 %	6 j / mois	13 100 m³
Fréquence 5 %	1,5 j / mois	55 200 m³
Fréquence 3,3 %	1 j / mois	68000 m³ (*) 151 000 m³ pour 24 h

3.4. Le choix de la Ville de Saint Malo

Ce choix découle d'une analyse multicritères intégrant entre autres la dimension économique.

Ainsi le volume de rétention pour une pluie à 3,3 % du temps qui peut atteindre 68 000 m³ représente un investissement considérable sans commune mesure avec les moyens financiers d'une ville moyenne littorale.

Par ailleurs, les plages elles-mêmes sont plus ou moins sensibles aux conséquences des surverses pluviales accidentelles.

Ainsi le conseil municipal, approuvé dans cette démarche en 1991 par toutes les autorités sanitaires et notamment le CSHPF a décidé que pour les 3 bassins tampons principaux la pluie estivale retenue servant de base au dimensionnement serait de :

- bassin du Routhouan, pluie à 50 % : volume 6 500 m³,
- bassin versant de la Varde, pluie à 5 % : volume 8 000 m³,
- bassin versant du Rosais, pluie à 5 % : volume 3 200 m³.

La nécessité de traiter les eaux pluviales ruisselant sur les surfaces imperméabilisées compte tenu de leur forte contamination bactériologique conduira donc à terme à la réalisation de plusieurs bassins tampons enterrés pour une capacité totale proche de 20 000 m³ (6 500 m³ à ce jour), dont le rôle est l'interception des ruissellements pluviaux correspondant aux pluies les plus courantes (et au premiers ruissellements de pluies plus importantes) avant traitement à la station d'épuration.

4. Exemple : le bassin tampon de Marville sur le bassin versant du Routhouan (6 500 m³)

Situé presque à l'exécutoire de l'aire d'apport de 1 350 hectares, ce bassin tampon (30 mètres de diamètre et 10 mètres de hauteur) dimensionné pour 6 QTs, est un ouvrage en dérivation sur l'émissaire d'amenée, d'où la nécessité d'intercepteurs en amont et donc de contrôle en temps réel de leur fonctionnement par une gestion tech-

nique centralisée performante (débits interceptés et non interceptés).

Implanté sur réseau unitaire et mis en service depuis 1995, ce bassin tampon intercepte également des déchets :

- refus de dégrillage : 400 litres par mois (le double l'été) incinérés avec les ordures ménagères,

- poste de refoulement et bâche correspondante : 30 m³ tous les 2 mois (vases et graisses) évacuées en décharge de classe 2,

- bâche de stockage : 50 m³ tous les 3 mois constitués, essentiellement de sables et évacués en décharge classe 2.

Dans le cadre réglementaire du " bilan du contrat d'agglomération de l'Agence Loire Bretagne ", des mesures ont été effectuées dans la bâche de stockage. On peut en déduire que pour ces pluies, l'essentiel des pollutions pluviales s'interceptait durant les 4 premières heures.

En interceptant chaque année près de 800 000 m³ de ruissellements pluviaux, ce bassin tampon participe activement à la protection des eaux de baignade de l'*intra muros*.

5. Optimisation des interceptions et des stockages existants

Depuis 1995, les volumes interceptés découlent de la seule " mesure de hauteurs d'eau " sur les 11 déversoirs mais 8 ans après, ce système peut encore être amélioré. Rappelons que la profession fonde depuis au moins une décennie des espoirs de " maîtrise du contrôle des déversements en milieu naturel sur la mesure des flux de pollution en temps réel ". C'est ainsi que ce " terrain exceptionnel malouin pour les hydrauliciens et hygiénistes " a été sélectionné parmi d'autres villes françaises par Anjou Recherche, il y a 2 ans. En contrepartie, la collectivité a exigé entre autres, que l'interception des ruissellements pluviaux soit dépendante de la mesure en temps réel des flux de pollution interceptés ou à défaut déversés au milieu naturel.

Afin d'obtenir un système d'assainissement aussi performant que possible l'exploitant a décidé de modéliser le réseau (1 300 ha / 124 bassins versants / 555 nœuds de calcul / 40 km de conduites / 31 pompes / 19 vannes / 27 seuils…) et de poursuivre la mise au point et le calage du modèle par des mesures de pluies, d'hydraulique et surtout de pollution.

Ayant débuté en 2001, cette modélisation permet en précisant la pluviométrie et la gestion souhaitée, de reproduire aujourd'hui le fonctionnement hydraulique du réseau avec une précision satisfaisante (inférieure à 10 %).

Après le calage de l'hydraulique, la phase calage et validation en pollution a commencé début 2003 et inclut des mesures classiques (prélèvements automatiques asservis au débit et analyses en laboratoire) et des mesures en continu (turbidité et spectrométrie). La simulation de la pollution de temps sec est sur le point d'aboutir, et celle par temps de pluie en cours (car dépendante des mesures disponibles).

L'objectif final tant espéré demeure la création d'un outil " Réseau / Usine de dépollution / Milieu récepteur ".

6. Conclusions : le bilan pour une ville touristique littorale après 8 années d'expérience

• *Global*

Les contraintes malouines découlant de la mer sont nombreuses et variées (marées de 13,60 m de marnage sans surcotes ; zone inondable de 450 ha à 4 m sous la mer ; très forte fréquentation touristique, etc.).

Depuis deux décennies, la ville y a consacré des financements exceptionnels (aidée par ses partenaires : Agence de l'eau Loire Bretagne, conseil général, conseil régional) à savoir :

- 22 millions d'euros pour lutter contre les inondations,

- 48 millions d'euros pour lutter contre la pollution.

Les résultats sont vérifiables :

- 40 % des eaux météoriques sont tamponnées donc retardées,

- toutes les plages sont depuis 1995 (sauf accident) classées A ou B.

• *Du traitement des eaux pluviales sur réseau unitaire*

Annuellement environ 800 000 m³ de ruissellements pluviaux sont interceptés et stockés sur un seul bassin tampon de 6 500 m³, puis refoulés et traités à 98 % de rendement à la station d'épuration, le résultat est sans équivoque sur les plages de l'*intra muros*.

Ce résultat est significatif, il satisfait l'hydraulicien mais pas forcément l'hygiéniste. La démarche de recherche appliquée sur le contrôle en temps réel des flux interceptés d'Anjou Recherche va je le souhaite les combler.

Tout ceci aboutira à l'amélioration du " taux de dépollution global " de l'agglomération.

Tie Rack
LONDON PARIS NEW YORK TOKYO

LA VIE EN COULEURS

© DISNEY

© DISNEY

© DISNEY

Ouvrages de stockage et de décantation des eaux pluviales du quartier Paris rive gauche (13e arrondissement)

■ B. BOUCHET[1]

Mots-Clés : Stockage en réseau, décantation, eaux pluviales, turbidimètre

1. Contexte général de l'assainissement à Paris

Le réseau d'assainissement parisien a été développé à partir de la seconde moitié du 19e siècle, sous l'impulsion initiale des grands travaux du préfet Haussmann.

Aujourd'hui, long de 1 750 km auxquels il faut rajouter 675 km d'ouvrages annexes (bouches d'égout, branchements de regard, branchements particuliers), ce réseau présente toujours les trois grandes caractéristiques qui ont présidé à sa création : il est unitaire, gravitaire et visitable ; de plus accueillant d'autres réseaux, il assure le rôle d'une galerie technique.

Destiné à assurer la salubrité publique, ce système d'assainissement était très rapidement et largement déchargé en Seine lors d'événements pluvieux, par 45 déversoirs reliant le réseau à la Seine.

Depuis 1991, un plan de modernisation du réseau d'assainissement parisien est engagé avec notamment comme objectif de limiter la pollution rejetée dans le milieu naturel. La réalisation de cet objectif, outre une meilleure gestion des effluents, passe par la mise en œuvre de capacités de stockage des eaux pluviales.

Sur Paris, trois ouvrages concourent d'ores et déjà à ce stockage : le bassin Proudhon (achevé en 1997) d'une capacité de 17 000 m³, situé parc de Bercy dans le 12e arrondissement et les déversoirs d'orage Blanqui et Buffon (dont les équipements de stockage ont été achevés en 2001) de capacités respectives de 16 000 m³ et 2 000 m³, situés dans le 13e arrondissement.

En 2002, ces capacités de stockage ont été utilisées à hauteur de 130 000 m³.

En concordance avec les conclusions des études menées sur l'assainissement de la zone centrale de l'Île-de-France qui prévoient la réalisation sur l'ensemble de cette zone de 1 600 000 m³ de capacité de stockage en bassins ou en tunnels profonds, les travaux pour la création d'un tunnel de stockage appelé Ivry-Masséna de 80 000 m³ de capacité et destiné à intercepter les eaux de surverses transitant dans les déversoirs Bièvre, Vincennes-Charenton et Périphérique viennent de débuter, pour une mise en service prévue en 2006.

Il est également prévu la création d'un ouvrage de stockage de 50 000 m³, quai Branly, destiné à intercepter les eaux du déversoir Alma ; les travaux pourraient commencer en 2006.

Le stockage des eaux pluviales réalisé en réseau pour une capacité de près de 10 000 m³ dans la zone d'aménagement concerté Paris rive gauche, décrit ci-après, participe au même objectf de protection du milieu naturel.

2. Présentation du secteur

L'aménagement du quartier Paris rive gauche dans le cadre d'une ZAC, est la plus importante opération d'urbanisme menée à Paris depuis un siècle. Elle intéresse 130 hectares, soit 1,2 % de la surface de la Ville de Paris et s'étend le long de la Seine sur 2,8 km, soit le quart de la longueur du fleuve dans sa traversée de Paris.

Les études préliminaires de ce secteur ont été engagées en 1988 ; elles consistent à réaménager d'anciens espaces industriels, couvrir 27 hectares de voies ferrées et en reconvertir une trentaine d'autres, sur les 60 hectares existants.

Aujourd'hui, l'opération d'aménagement Paris rive gauche doit permettre la réalisation de 2 197 000 m² de planchers répartis en :

- 662 000 m² pour les grands équipements (université Paris VII Denis Diderot qui accueillera 20 000 étudiants,

1. Marie de Paris - Direction de la protection de l'environnement - Section de l'assainissement de Paris - 9, rue Victor Schœlcher - 75675 Paris Cedex 14.

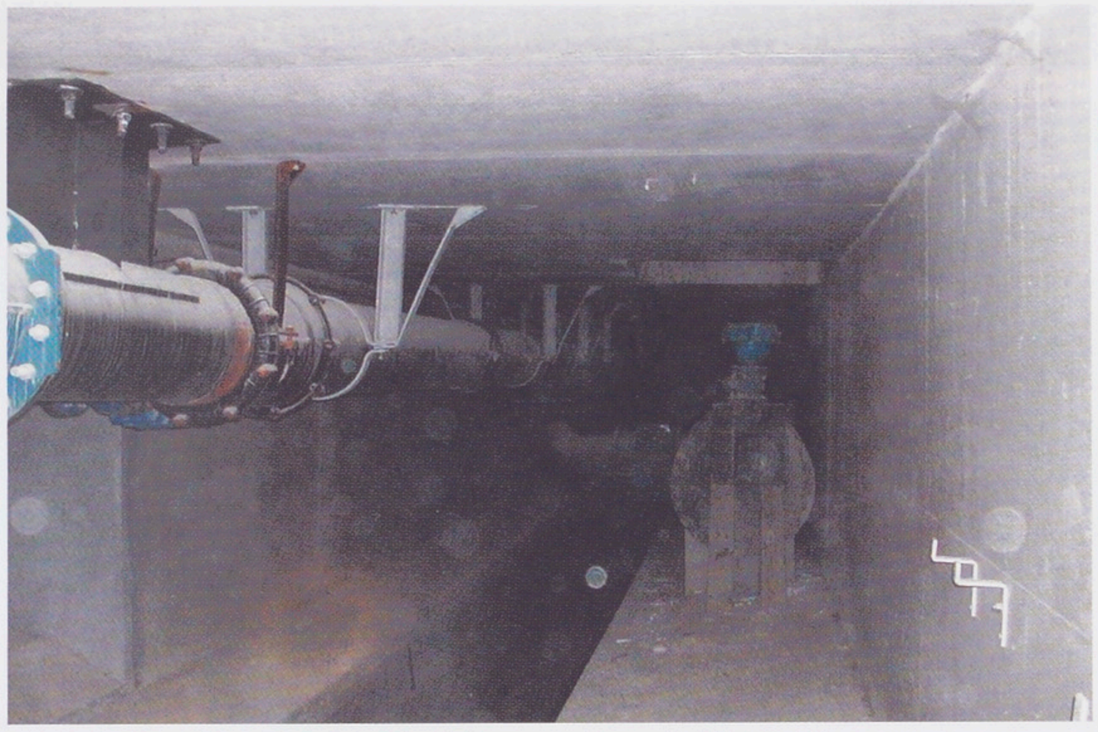
Bibliothèque nationale de France, hôpital, équipements ferroviaires),
- 430 000 m² pour l'habitat destiné à accueillir 15 000 personnes,
- 700 000 m² pour les bureaux,
- 405 000 m² pour les activités, commerces, hôtels et services divers,
- 98 000 m² d'espaces verts.

3. Le choix d'un réseau séparatif comportant des ouvrages de stockage des eaux pluviales

En 1991, année de la création de la zone d'aménagement concerté, le secteur situé à l'amont du système d'assainissement parisien se décompose en deux bassins versants drainés par des réseaux peu développés, vétustes et fonctionnant mal. L'urbanisation du secteur aux caractéristiques particulières impose une réflexion approfondie sur le type d'assainissement à mettre en œuvre ; l'objectif de protection de la Seine contre les déversements d'eaux unitaires en cas de pluie est au cœur de cette réflexion, d'autant plus qu'une partie des eaux usées du quartier se rejette alors directement en Seine, sans traitement.
Les éléments à prendre en compte sont les suivants.
• Le secteur Paris rive gauche couvre un bassin versant qui se situe à l'amont de réseaux existants dont la capacité d'écoulement est limitée. S'ils peuvent absorber les débits d'eaux usées attendus, ils ne peuvent accepter par temps de pluie un débit supplémentaire, sans rejeter en Seine le surplus des eaux unitaires.
• En outre, l'aménagement du secteur se déroule en même temps que les réflexions menées sur l'assainissement de la zone centrale de l'Île-de-France qui aboutissent notamment à diminuer les capacités d'accueil des effluents (de plus de 2 000 000 m³/jour à 1 500 000 m³/jour) de la station d'épuration Seine Aval située à Achères, exutoire des eaux unitaires du réseau d'assainissement parisien.
• Le secteur est un quartier bas de Paris.
• Le secteur est situé le long de la Seine.
Il a alors été décidé d'abandonner pour ce secteur le schéma traditionnel parisien du réseau unitaire et de bâtir un réseau séparatif avec distinction de traitement des eaux usées et des eaux pluviales.

4. Principe de gestion des eaux pluviales : stockage, décantation et rejet

Les eaux usées des quartiers Tolbiac (autour de la Bibliothèque nationale de France) et Masséna (qui accueillera notamment le futur pôle universitaire) convergent gravitairement dans des canalisations en fonte vers une station de relèvement nommée "Tolbiac-Masséna" qui les refoule dans des conduites, vers le réseau d'assainissement unitaire parisien de la rive droite de Seine par le pont de Bercy.
Les eaux usées du quartier Austerlitz (au sud de la gare du même nom) convergent gravitairement dans des canalisations en fonte vers la station de relèvement nommée "Austerlitz" qui les refoule dans une conduite vers le réseau d'assainissement unitaire parisien de la rive gauche.
Les eaux pluviales provenant des avaloirs de chaussée et des gouttières des nouveaux bâtiments du secteur, sont recueillies, soit dans des canalisations en fonte au niveau de l'avenue de France, ouvrage d'art couvrant les voies ferrées provenant de la gare d'Austerlitz, soit dans la cunette des égouts construits en béton armé pour toutes les autres rues.
Pour les quartiers Tolbiac et Masséna, les eaux pluviales se dirigent vers le collecteur situé sous les quais de la Gare, François Mauriac et Panhard & Levassor le long de la Seine pour y être stockées. Il s'agit d'un ouvrage en béton armé de 1 150 mètres de long et de grandes dimensions (environ 4 mètres de haut et 4 mètres de large, avec une cunette de 1,60 mètre de haut pour 1,30 mètre de large). Ces eaux pluviales peuvent également être stockées dans les égouts adjacents qui présentent au minimum un gabarit de 2,75 mètres de haut sur 1,40 mètre de large.
Au total, ce sont 7 900 m³ d'eaux pluviales qui peuvent être stockées dans les ouvrages d'assainissement des quartiers Tolbiac et Masséna dont 5 900 m³ pour le seul collecteur situé sous les quais le long de la Seine.
Cette capacité de stockage permet d'absorber la pluie annuelle.
Pour le quartier Austerlitz, les eaux pluviales se dirigent vers un égout de dimensions moyennes de 2,5 mètres de haut sur 2 mètres de large situé sous le quai d'Austerlitz.
Les études ont montré que la pluie annelle évaluée à 1 900 m³ pouvait également être stockée dans ce secteur.
Ainsi, les ouvrages d'assainissement de la ZAC Paris rive gauche permettent de stocker la pluie annuelle.
Le bassin versant de la ZAC étant proche de la Seine, il est possible d'y déverser les eaux non chargées, sans avoir à créer de longues canalisations de transport.
Les ouvrages d'assainissement précédemment décrits permettent la décantation des eaux pluviales qui y sont stockées, étant donné leurs dimensions importantes.
Une fois décantées et ainsi débarrassées de la majeure partie des matières en suspension, les eaux pluviales peuvent être rejetées gravitairement dans la Seine toute



Egout de stockage des eaux pluviales sous le quai d'Austerlitz

proche par des déversoirs d'orage (Tolbiac et Bièvre par l'antenne Masséna pour les secteurs Tolbiac et Masséna, Austerlitz pour le secteur Austerlitz), ou par refoulement en cas de crue, via l'usine Tolbiac-Masséna et le déversoir Grands Moulins, et via l'usine Austerlitz par le déversoir Austerlitz.

Dans la mesure où les eaux ainsi décantées auront une charge polluante inférieure à celle qui est autorisée pour le rejet des stations d'épuration : MES < 40 mg/l, DBO_5 < 28 mg/l, DCO < 90 mg/l, NTK < 2 mg/l, hydrocarbures < 5 mg/l (maximum instantané), elles pourront être déversées sans inconvénient en Seine.

Seront envoyées par pompage à la station d'épuration les eaux les plus chargées, constituées par le fond de la vidange (environ 300 m^3), les eaux de rinçage des ouvrages, les eaux de début de pluie ou de faibles pluies qui lessivent les chaussées et les eaux de lavage de chaussée ; ces eaux assimilées à des eaux usées seront recueillies au point le plus bas du réseau (donc au droit des stations de pompage Tolbiac-Masséna et Austerlitz pour chacun des quartiers concernés).

Pour une pluie supérieure à la capacité de stockage des ouvrages, générant une surverse d'eaux décantées en cours d'événement, mais inférieure à une pluie décennale, le volume pouvant être stocké étant vidangé en différé après décantation poussée, les valeurs limites prescrites pour les rejets en Seine par les déversoirs d'orage délestant les ouvrages de stockage sont les suivantes : MES < 60 mg/l, DBO_5 < 32 mg/l, DCO < 105 mg/l, NTK < 2 mg/l, hydrocarbures < 5 mg/l (maximum instantané).

À partir d'une pluie de type décennal, la charge polluante contenue dans les eaux de ruissellement devra subir au minimun les abattements suivants : 50 % pour les MES, 15 % pour la DBO_5 et 20 % pour la DCO.

Ces valeurs limites ont été fixées par le Service de la navigation de la Seine chargé de la police de l'eau, et prescrites dans l'arrêté préfectoral du 24 décembre 1999, autorisant les rejets en Seine des eaux pluviales ainsi stockées.

Ce principe de gestion conduira à limiter significativement les poids de pollution rejetés en Seine, sachant que, compte tenu de l'insuffisance du réseau d'évacuation, les eaux collectées auraient rapidement été déversées à l'aval en cas de réseau unitaire.

5. Mise en œuvre de ce fonctionnement

Le collecteur des quais de la Gare, François Mauriac et Panhard & Levassor a été achevé en 1999 et la station de pompage Tolbiac-Masséna complétant le dispositif mise en service en septembre 2001.

Malheureusement un important incendie survenu en octobre 2000 dans la galerie technique des quais de la Gare et François Mauriac située sous le collecteur d'assainissement, a fragilisé le radier de cet ouvrage en béton armé, ce qui exclut toute surcharge et tout stockage jusqu'aux travaux de remise en état qui ne pouuront être effectués qu'à l'issue des conclusions de l'expertise toujours en cours.

La réhabilitation de l'égout du quai d'Austerlitz s'est achevée en juin 2003, la station de pompage Austerlitz a été mise en service en octobre 2003, et l'ensemble du dispositif de stockage des eaux pluviales du quartier Austerlitz devrait être opérationnel fin 2003. La mise en place de capteurs mesurant en continu la turbidité de l'eau stockée devrait compléter le dispositif ; cette mesure permettra de déclencher la vidange des eaux vers la Seine lorsque l'abattement de la pollution sera jugé suffisant et conforme aux prescriptions de l'autorisation de rejet. Un tel appareil est actellement à l'essai dans ce but.

Extraits des bulletins mensuels de Météo-France - Mois d'octobre 2003

Stations	Chutes en mm	Ecart à la moyenne 1951-1980	Nombre de jours de précipitations	Stations	Chutes en mm	Ecart à la moyenne 1951-1980	Nombre de jours de précipitations
Ajaccio	126,6	34,6	14	Lyon-Bron	128,2	33,5	17
Auxerre	100,2	29,4	17	Marignane	57,4	– 28,0	11
Bâle-Mulhouse	115,2	55,9	15	Montpellier	69,4	– 31,7	9
Biarritz-Anglet	227,2	78,8	26	Nancy-Essey	84,6	17,3	16
Bordeaux-Mérignac	155,4	61,4	22	Nantes-Bouguenais	92,2	9,4	19
Bourg-Saint-Maurice	137,4	47,3	23	Nice	90,4	– 53,5	11
Bourges	98,8	32,1	20	Paris-Montsouris	62,0	2,3	14
Brest-Guipavas	85,2	– 33,9	21	Perpignan	139,0	70,6	12
Cap-de-la-Hève	72,0	– 12,3	19	Poitiers-Biard	135,0	70,5	19
Clermont-Ferrand	48,4	– 4,7	15	Pointe de la Hague	82,2	– 1,5	18
Dijon - Longvic	122,2	57,3	20	Reims-Courcy	43,6	– 11,3	10
La Rochelle	125,2	39,1	18	Rennes-Saint-Jacques	94,6	30,6	21
Le Bourget	52,0	– 9,7	18	Strasbourg-Entzheim	80,2	27,7	18
Le Mans	59,4	1,0	16	Toulon	66,6	– 41,6	12
Le Puy-Loudes	56,2	– 13,6	16	Toulouse-Blagnac	52,0	– 0,3	16
Lille-Lesquin	45,6	– 21,2	14	Tours	73,8	10,4	17
Limoges-Bellegarde	135,8	36,0	20	Valognes	90,0	– 42,5	22

UFT FRANCE

Techniques des Fluides et de l'Environnement
groupe UFT Dr. H. Brombach GmbH

BP 67 - ROSHEIM
67218 OBERNAI CEDEX
Tél : 03.88.50.44.85
Fax: 03.88.50.75.51
www.uft.fr - info@uft.fr

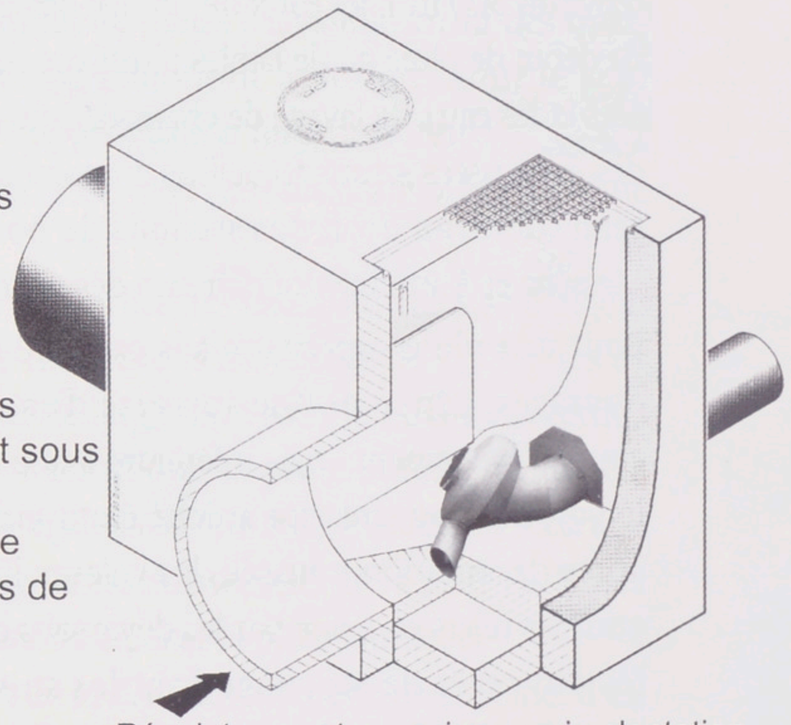
En innovant avec des produits tel que le régulateur vortex, notre société s'est spécialisée dès le départ dans le traitement des eaux pluviales. Aujourd'hui, nous proposons une large gamme de produits qui répondent aux besoins les plus spécifiques pour l'équipement des réseaux d'assainissement et des installations de traitement pluviales. En tant que constructeur, nous pouvons nous référer à des milliers d'installations à travers le monde.

Les régulateurs de débit à effet Vortex

Les régulateurs *Vortex UFT* sont des appareils de régulation de débit, conçus sans partie mobile, entièrement réalisés en acier inoxydable et travaillant exclusivement sous les effets du courant.
Dans les canalisations urbaines, les régulateurs limitent les écoulements à la sortie des réseaux d'eaux pluviales et d'eaux usées, des déversoirs d'orage, des bassins de décantation, des bassins de rétention et agissent comme «dissipateur d'énergie».

Les avantages des régulateurs vortex UFT sont les suivants :

- grande section de passage et de ce fait très efficace contre les risques d'obstruction
- pas de pièces mobiles
- auto-curage interne
- précision de régulation du débit
- construction en acier inoxydable
- pose facile et rapide
- pas de réglage nécessaire



Régulateur vortex conique en implantation humide pour eaux usées - UFT-*FluidCon*

Retrouvez l'ensemble des produits UFT dans le catalogue général disponible sur simple demande et directement en ligne sur notre site internet *www.uft.fr*.

DELEGATION DE SERVICE PUBLIC : BELLE-ISLE-EN-TERRE (22)

Dénomination et adresse de la collectivité :
Commune de BELLE-ISLE-EN-TERRE, Mairie, de -
22810 BELLE ISLE EN TERRE
Tél : 02 96 43 30 38 - Fax : 02 96 43 00 97

Objet de la consultation :
Délégation par affermage du service public d'Assainissement Collectif, attribuée conformément aux articles L.1411-1 à L.1411-18 du Code général des collectivités territoriales.

Caractéristiques essentielles de la délégation :
Durée du contrat : 7 ans à compter du 01/01/05.
Assiette :
- Nombre d'usagers : 460 u (début 2002)
- Volume de l'assiette de facturation : 35 031 m³ (exercice 2001)

Ouvrages à exploiter :
- Station d'épuration boues activées de : 1680 EH.
- Linéaire du réseau :

Conduites gravitaires : 10 km

Contenu des dossiers de candidatures :
- Lettre de candidature
- Attestations, certificats et justifications prévus aux articles 8 et 9 du décret n° 97-638 du 31 mai 1997
- Références d'exploitations similaires.
- Chiffres d'affaires et bilans des trois dernières années.
- Toutes pièces permettant d'apprécier les garanties professionnelles et financières de l'entreprise et l'aptitude à assurer la continuité du service public et l'égalité des usagers devant le service public.

Date limite de réception des dossiers de candidature :
Le mercredi 25 février 2004 avant 16 heures à la Mairie de BELLE-ISLE-EN-TERRE.

Les dossiers de candidatures devront être adressés à Monsieur le Maire Mairie de - 22810 BELLE ISLE EN TERRE, en recommandé avec accusé de réception portant la mention : "Candidature pour la gestion du service d'Assainissement Collectif - A n'ouvrir qu'en présence de la commission".

Renseignements :

Renseignements d'ordre administratif :
Monsieur le Maire - Mairie de
22810 BELLE ISLE EN TERRE
Tél : 02 96 43 30 38

Renseignements d'ordre technique :
Direction Départementale de l'Agriculture et de la Forêt des Côtes-d'Armor, FREDERIC GEFFROY,
1 rue du parc BP 2256 - 22022 SAINT BRIEUC Cédex 1 -
Tél : 02 96 62 47 22

DELEGATION DE SERVICE PUBLIC : CHATELAUDREN (22)

Dénomination et adresse de la collectivité :
Commune de CHATELAUDREN, Mairie, de -
22170 CHATELAUDREN
Tél : 02 96 74 10 38 - Fax : 02 96 74 22 19

Objet de la consultation :
Délégation par affermage du service public d'Assainissement Collectif, attribuée conformément aux articles L.1411-1 à L.1411-18 du Code général des collectivités territoriales.

Caractéristiques essentielles de la délégation :
Durée du contrat : 8 ans à compter du 01/01/05.
Assiette :
- Nombre d'usagers : 523 u (début 2002)
- Volume de l'assiette de facturation : 122 939 m³ (2002)

Ouvrages à exploiter :
- Station d'épuration boues activées de : 3500 EH + deux lagune de finition
- réseau
- Postes de refoulement : 6

Contenu des dossiers de candidatures :
- Lettre de candidature
- Attestations, certificats et justifications prévus aux articles 8 et 9 du décret n° 97-638 du 31 mai 1997
- Références d'exploitations similaires.
- Chiffres d'affaires et bilans des trois dernières années.
- Toutes pièces permettant d'apprécier les garanties professionnelles et financières de l'entreprise et l'aptitude à assurer la continuité du service public et l'égalité des usagers devant le service public.

Date limite de réception des dossiers de candidature :
Le mercredi 25 février 2004 avant 16 heures à la Mairie de CHATELAUDREN.

Les dossiers de candidatures devront être adressés à Monsieur le Maire Mairie de - 22170 CHATELAUDREN, en recommandé avec accusé de réception portant la mention : "Candidature pour la gestion du service d'Assainissement Collectif - A n'ouvrir qu'en présence de la commission".

Renseignements :

Renseignements d'ordre administratif :
Monsieur le Maire - Mairie de
22170 CHATELAUDREN
Tél : 02 96 74 10 38

Renseignements d'ordre technique :
Direction Départementale de l'Agriculture et de la Forêt des Côtes-d'Armor, FREDERIC GEFFROY,
1 rue du parc BP 2256 - 22022 SAINT BRIEUC Cédex 1 -

Association Scientifique et Technique Pour l'Eau et l'Environnement

FONDÉE LE 22 NOVEMBRE 1905, RECONNUE D'UTILITÉ PUBLIQUE PAR DÉCRET DU 28 NOVEMBRE 1918

83, avenue Foch, B.P. 39.16, 75761 Paris Cedex 16 - Tél. : 01.53.70.13.53 ou 55 - Télécopie : 01.53.70.13.40

CONSEIL D'ADMINISTRATION
Président : J.-M. Barbier, Directeur Délégué de la SAGEP

Présidents d'honneur

M. Affholder, Ingénieur Général des Ponts et Chaussées.

D. Ballay, Ingénieur Général du G.R.E.F.

G. Batsch, Ingénieur Général des Ponts et Chaussées.

R. Dorfmann, Ingénieur Général honoraire des Services Techniques de la Ville de Paris

J.-M. Hirtz, Ingénieur Général du Génie Rural, des Eaux et des Forêts.

F. Ozanne, Ingénieur Général des Ponts et Chaussées.

F. Parfait, Ingénieur Général des Ponts et Chaussées. Président d'Honneur de la COFHUAT.

C. Siraut, Ingénieur Général du Génie Rural, des Eaux et des Forêts.

Vice-présidents

R. Pinoit, Ingénieur Général du GREF, Conseil Général du GREF.

P. Roussel, Ingénieur Général du Génie Rural des Eaux et des Forêts.

Trésorier

G. de Romémont, Directeur régional Île-de-France, Saint-Gobain - PAM.

Secrétaire

F. Denis, Union des Industries et Entreprises de l'Eau et de l'Environnement.

Membres

D. d'Arras, Directrice des opérations, Suez Environnement.

A. Bernard, Directeur, OTV France.

J. Bertrand, Président Directeur Général de SAFEGE.

J. Bontoux, Professeur, Université de Montpellier.

J.-P. Bué, Chargé de mission, Communauté urbaine de Lyon.

R. Cabridenc, Ancien Directeur Scientifique de l'INERIS.

J. Cheze, Directeur Général Adjoint du SIAAP.

J.-P. Equios, Suez Environnement.

Ph. Hartemann, Professeur de Santé Publique, Laboratoire d'Hygiène et de Recherche en Santé Publique de Nancy.

J.-P. Jousset, Président de la CICF.

R. Kelhetter, Vice-Président délégué de la Fédération Nationale des Collectivités Concédantes et Régies.

E. Lesueur, Véolia Environnement.

H. Maillot, Professeur à l'EUDIL/UST de Lille.

G. Michel, Directeur Technique de la SAUR.

D. Olivier, Directeur adjoint, Véolia Water.

G. Payen, SPDE.

R. Petiau, Directeur Général à la Compagnie Intercommunale Bruxelloise des Eaux.

N. Poix, Directrice de la Protection de l'Environnement, Ville de Paris.

P.-A. Roche, Directeur de l'Agence de l'Eau Seine-Normandie.

Ch. Saout, Direction Générale de la Santé, Bureau de l'Eau.

J-Ph. Torterotot, Directeur UMR Cemagref - Engees en Gestion des Services Publics.

C. Truchot, Ministère de l'Écologie et du Développement durable, Direction de l'Eau.

J.-F. Verjat, Président-Directeur Général d'ANTEA.

Membres honoraires

G. Beaudoin, Ancien Trésorier.
J. Bernard, Ancien Président de la Commission Assainissement.
M. Chalet, Directeur Général Honoraire de la CIBE.
G. Delay, Ancien Directeur Général Adjoint de la SAUR.
A. Marchand, Directeur général honoraire des Services Techniques du District urbain de Nancy.

M. Méry, Ancien Secrétaire Général de la FNADE.

Y. Richard, Ingénieur en Chef, Degrémont S.A.

M. de la Roche Saint-André, Ancien Directeur de Pont-à-Mousson S.A.

J. Tribut, Président d'Honneur de la SAUR.

Directeur Général : A. Lasalmonie.

Comité des Affaires Internationales. Président : **G. Payen,** SPDE

Comité de la Recherche. Président : **J. Bontoux,** Professeur, Université de Montpellier.

COMMISSIONS TECHNIQUES

Commission Distribution de l'Eau. Président : **M. Rapinat,** Directeur, Générale des Eaux.

Commission Assainissement. Président : **D. Villessot**, Directeur technique, Lyonnaise des Eaux France.

Commission Déchets et Propreté. Président : **P. Lefebvre,** Directeur Général du Syctom de l'agglomération parisienne.

Commission Ressources en Eau et Milieux Aquatiques. Président : **G. Sachon**, Directeur régional du Cemagref-Antony.

Commission Cadre de vie. Président : **J.-L. Cochard**, Chef du Pôle Certiconstruct au CSTB.

Commission Corrosion et Protection des Réseaux. Président : **P. Leroy,** Chef du Laboratoire du CRECEP.

Groupe de Travail Intercommissions «Normalisation». Présidente : **C. Moutet,** AFNOR.

SECTIONS RÉGIONALES

Haute et Basse-Normandie. Président : **J. Rombaut,** Directeur Secteur « Rivages Normands » de l'Agence de l'Eau Seine-Normandie.

Lorraine-Alsace. Président : **L. Zilliox.**

Ouest-Bretagne - Pays de Loire. Président : **R. Seux,** Professeur, Ecole Nationale de la Santé Publique.

Provence-Alpes-Côte d'Azur-Corse et Principauté de Monaco. Président : **J. Raffin,** Directeur Général des Services Techniques de la Ville de Marseille.

Rhône-Alpes. Présidente : **M.-A. Chapgier,** DRASS Rhône-Alpes.

Sud-Ouest. Présidente : **A. Laigneau,** Ingénieur à la DDE de Haute-Garonne.

Languedoc - Roussillon. Président : **C. Lefrou,** Inspecteur Général del'Environnement

Antilles-Guyane.

Limousin - Auvergne - Centre. Président : **G. Naturale,** Délégué régional de l'Agence de l'eau Rhône-Méditerranée Corse.

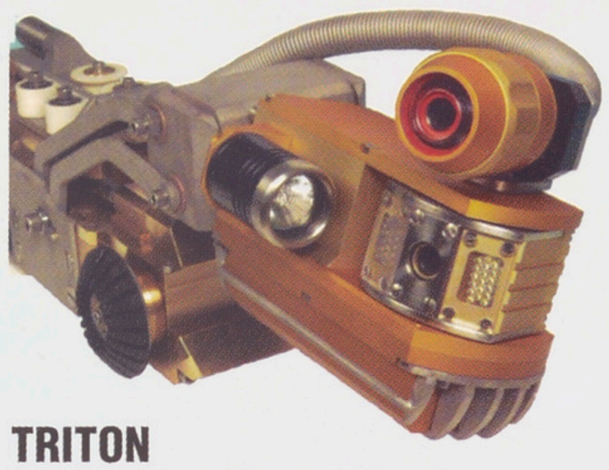
Nord - Pas-de-Calais - Picardie. Président : **M. Goenaga,** ICGREF, DRAF Nord-Pas-de-Calais, DDAF du Nord.

Ile-de-France. Présidente : **C. Cogez**, Directrice adjointe « Eau et assainissement » au Conseil général de Seine-Saint-Denis.

Imprimerie Néo-Typo - 25000 Besançon - Dépôt légal 39797

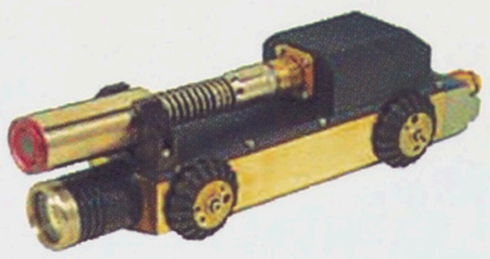
Commission paritaire : N° 57286 du 25-2-86 - Décembre 2003

ROV DEVELOPPEMENT

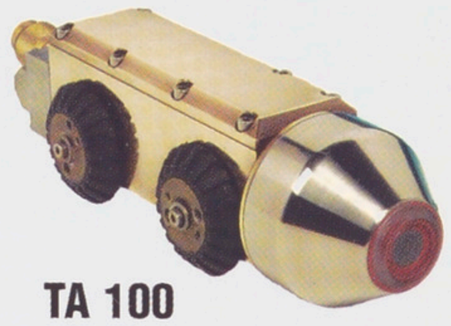


TRITON
pour branchements
à partir du collecteur
principal

TOR 150 ZN



Mini TA 125-150



TA 100

CAMEROV® TOR 200 ZND

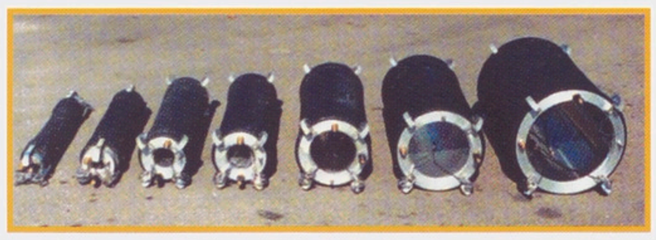
Produits ITV de référence pour la SNCF

Régie vidéo informatique
de contrôle-commandes
"COMPACT"

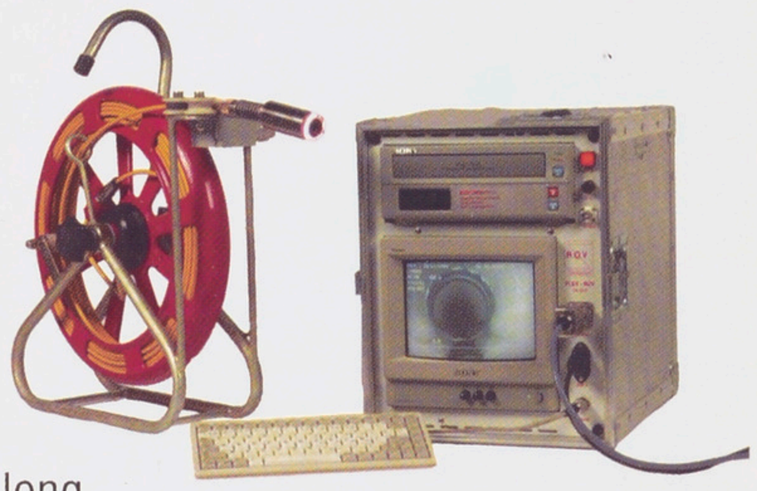
Treuil "COMPACT"

Robot TOR 200 ZND

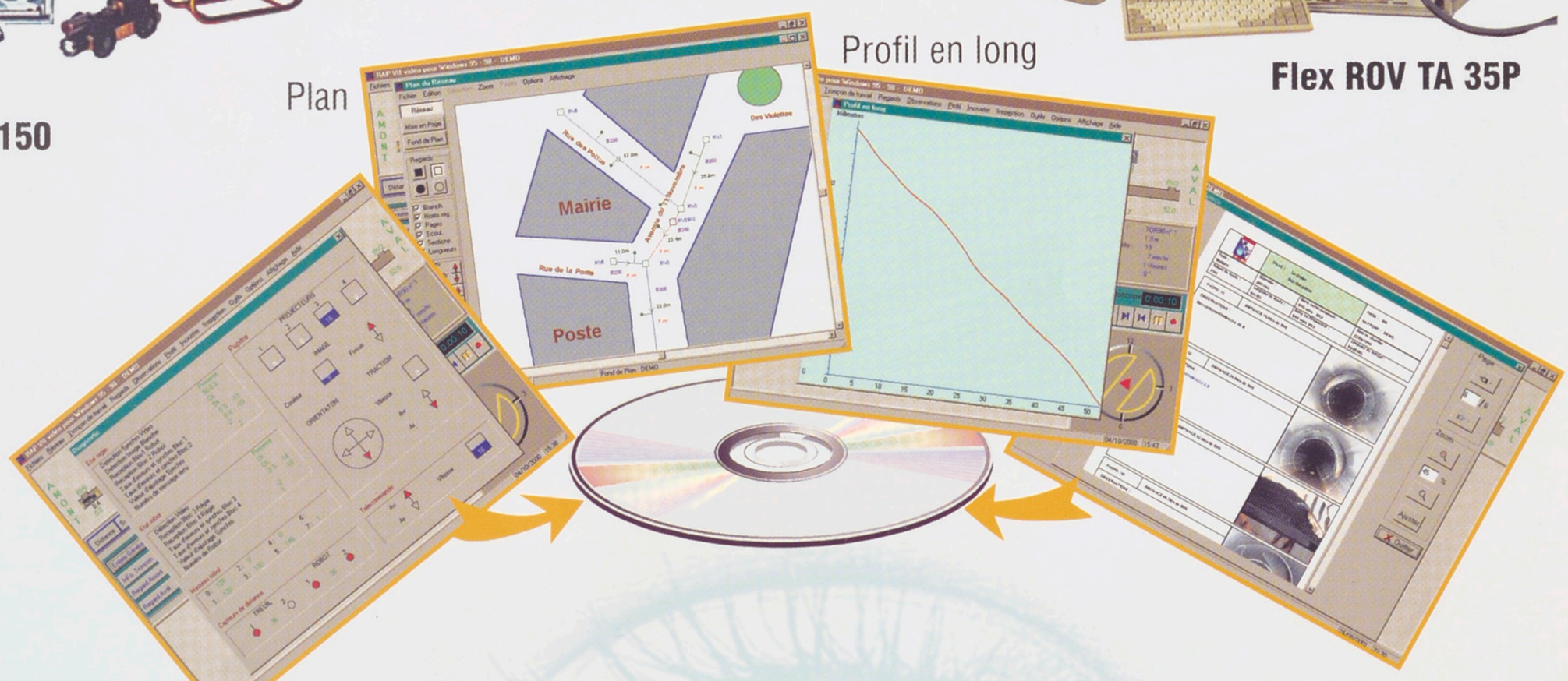
MTR 125-150



Réhabilitation type OPEL/s



Flex ROV TA 35P



Logiciel
RAP©-VIII Vidéo
Diagnostic

Aperçu
du rapport

ENDOSCOROV

www.rovdeveloppement.com - E-mail : rovdeveloppement@wanadoo.fr

SIÈGE La Ciotat (13) - Tél : 04 42 08 81 19 - Fax : 04 42 71 58 44

AGENCE Lisses (91) - Tél : 01 60 86 14 65 - Fax : 01 60 86 98 73

AFAQ ISO 9001

Systèmes de management certifié SQS TECHFINA N° Reg. 21764 ISO 9001 : 2000

TECHFINA

PLUS DE 45 ANS D'EXPÉRIENCE

- Épuration des eaux communales.
- Traitement des boues.
- Épuration des eaux industrielles.
- Épuration des cendres d'incinération.
- Traitement de rejets gazeux.
- Traitement de l'eau potable par procédé membranaire®. membratec

Av. des Grandes Communes, 8
CH-1213 Petit Lancy/ Genève
Tél. : +41 22 879 80 00
Fax : +41 22 879 80 01
E-mail : info@techfina.ch

Rue du Général Newinger,1A
F-57220 Boulay
Tél. : +33 3 87 78 61 00
Fax : +33 3 87 57 82 95
E-mail : techfina-france@techfina.ch

Talsandweg, 11
D-13509 BERLIN
Tél. : +49 30 43 09 30 85
Fax : +49 30 43 09 30 86
E-mail : berlin@techfina.ch

Consultez notre site : techfina.ch