

Contributions à l'ouvrage

Cet ouvrage a été rédigé essentiellement par Philippe Battaglia, CETE de l'Est (chapitres 3, 5 et 9), le Pr. Bernard Chocat, INSA de Lyon, (chapitres 6 et 8) ; nous devons le chapitre 7 à Michèle Blanchard, Météo-France; les chapitres 1, 2 et 4 ont été rédigés au CERTU par Henri Bouillon, Bernard Guézo, Olivier Norotte et Robert Thomazeau, qui ont également assuré la coordination de l'ensemble.

Des contributions importantes ont été apportées par Nadine Aires et Jean-Pierre Tabuchi (Agence de l'eau Seine-Normandie), Dominique Grange (LROP), Caude Joannis (LCPC).

Le travail a été supervisé par un groupe piloté par la Direction de l'eau (Ministère de l'écologie et du développement durable) auquel ont participé, outre les auteurs : Christine Arnaud (Direction Générale de la Santé), Didier Bellefleur (ENGEES), Michel Desbordes (Université de Montpellier), Alain Faure-Soulet (Direction de la Prévention des Pollutions et des Risques), Jean Gaber (DPPR), Chantal Gamon (Direction Générale des Collectivités locales), Nicolas Gendreau (Cemagref), Georges Guillou (Communauté urbaine de Bordeaux), François Mauvais (FNDAE), Jean Noyelle (DPPR), Pierre Pebay (Communauté urbaine de Lille), Georges Raimbault (LCPC), Jean Ranchet (LROP), Gérard Sachon (Cemagref) ; et pour la Direction de l'eau : Pascale Bayer, Christophe Chassande, Alice Khalife, Cyril Portalez.

Ont également apporté leurs avis, ou effectué une relecture critique :

Alain Artur (DDAF 29), Jean Daniel Baladès (CETE du Sud-Ouest), Sylvie Barraud (INSA Lyon), Guy Barroin (INRA), Jocelyne Bartoli (REA Conseil), Jean-Luc Bertrand Krajewski (INSA Lyon), Franck Bruchon (AESN), Gérard Celle (Oyonnax), Nicolas Chantepy (Agence de l'eau RMC), Jean Chaggier (Le Grand Lyon), Anne Courseille (DDAF 30), Philippe Creton (DDE 59), Pierre-Jean Dessez (ENGEES), Jean-Claude Deutsch (CEREVE), Michel Dourousseau (Agence de l'eau Artois-Picardie), Éric Giroult (CGPC), Denis Hodeau (Le Grand Lyon), Karine Ladreyt (DDE 59), Claude Lascombe (Agence de l'eau RMC), Michel Laurent (Agence de l'eau Artois-Picardie), Ronan Le Goff (IFREMER), Bruno Maneval (Besançon), Simon Miquel (DDAF 30), Evelyne Neveu (DDE 09), Jacques Quinio (DIREN Aquitaine), Michel Ripoche (DGUHC), Elisabeth Sibeud (Le Grand Lyon), Bruno Tassin (CEREVE).



Sommaire

Avant-propos	3
Introduction	4
Partie I : La collectivité et les enjeux de l'assainissement	9
Chapitre 1: Le management global de l'assainissement	10
Chapitre 2: L'assainissement dans la ville	31
Chapitre 3: La sensibilité du milieu naturel aux rejets de la ville	73
Partie II : La conception de l'assainissement	117
Chapitre 4: Les données nécessaires à la conception et à la conduite du programme d'assainissement	118
Chapitre 5: L'évaluation des impacts sur le milieu récepteur	138
Chapitre 6: Les méthodes d'étude et de conception	176
Partie III : Les outils nécessaires aux études	275
Chapitre 7: Les données météorologiques	276
Chapitre 8: Présentation des modèles utilisables pour le calcul des flux dans les systèmes d'assainissement	289
Chapitre 9: Métrologie de l'assainissement	411
Bibliographie générale	482
Glossaire des termes techniques et sigles employés	486
Table des matières	492
Table des tableaux	498
Table des Figures	500

Avant-propos

L'eau est essentielle pour la vie de tous les citoyens ; elle est à la fois un élément majeur du patrimoine naturel et une composante essentielle du cycle de l'assainissement. L'importance de ce patrimoine, de sa protection et de sa sauvegarde a justifié une première directive européenne en 1991 qui a donné lieu à la mise en place progressive d'un dispositif législatif et réglementaire. Ces textes définissent les obligations minimales que les différents acteurs concernés par l'assainissement doivent respecter pour assurer la sauvegarde des milieux naturels et de la ressource en eau. Ils imposent aux communes ou à leurs structures de coopération des obligations de moyens pour l'assainissement des eaux usées, ainsi que pour la maîtrise du débit et de l'écoulement des eaux pluviales et de ruissellement. Ils organisent également les modes de gestion de l'assainissement des collectivités territoriales ainsi que les modalités de contrôle.

Une seconde directive européenne du 23 octobre 2000 est en cours de transposition. Elle demande aux États membres des obligations de résultats quant à la protection ou la restauration des eaux intérieures de surface, des eaux de transition, des eaux côtières et des eaux souterraines, notamment en prévenant toute dégradation supplémentaire.

Les méthodes de conception des systèmes d'assainissement avaient donné lieu à une « instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations » (circulaire interministérielle n° 77.284/INT) diffusée aux préfets en 1977. En 1982, le contexte administratif a connu une évolution majeure du fait de la décentralisation. Les communes ont alors acquis la pleine et entière responsabilité dans les domaines relevant de leurs compétences et notamment dans celui de l'assainissement. La circulaire de 1977 est donc caduque du seul fait des lois de décentralisation de 1982.

Depuis lors, de nombreuses évolutions sont intervenues. Elles ont trait au développement de l'urbanisation, au progrès de la connaissance des données et des outils, à la diversification des techniques, à la nécessité de la maîtrise des pollutions urbaines de temps sec et à la prise de conscience de la quantité et de la qualité des eaux de temps de pluie. Il était devenu nécessaire de les prendre en compte pour aider les acteurs de l'assainissement à mieux maîtriser le cycle de l'eau dans la ville. Elles ont guidé la réalisation du présent ouvrage.

Apporter aux collectivités locales et aux autres intervenants dans la conception de l'assainissement les éclairages essentiels à l'accomplissement de leur mission, voilà l'ambition de ce document, destiné également à aider les services de l'Etat (police de l'eau...) dans leurs fonctions. A chacun de prendre connaissance, avec intérêt, des principes, des méthodes et des outils qui y sont préconisés.

Le directeur de l'eau

A handwritten signature in black ink, consisting of several overlapping, fluid strokes that form a stylized, somewhat abstract shape.

Pascal Berteaud

Introduction

Le management global de l'assainissement par la collectivité

La **collectivité** est le responsable principal de l'assainissement ; elle remplit dans ce rôle une fonction d'intérêt général dont elle ne peut se démettre. Ses obligations premières sont énoncées par le Code Général des Collectivités Territoriales (CGCT articles L 2224-7 à L 2224-12). L'assemblée délibérante prend les décisions fondamentales et délègue à son représentant (maire de la ville ou président de la collectivité en charge de l'assainissement) les décisions à caractère opérationnel et la mise en œuvre du programme d'assainissement.

Ces décisions présentent des aspects financiers, administratifs et techniques, pour lesquels de nombreuses compétences sont nécessaires. Dans cet ouvrage, nous présentons les différentes étapes de la conception de l'assainissement, sur les plans techniques et administratifs, en commençant par examiner les aspects qui en conditionnent l'élaboration : le cadrage administratif, l'intégration dans la ville et la préservation des milieux aquatiques.

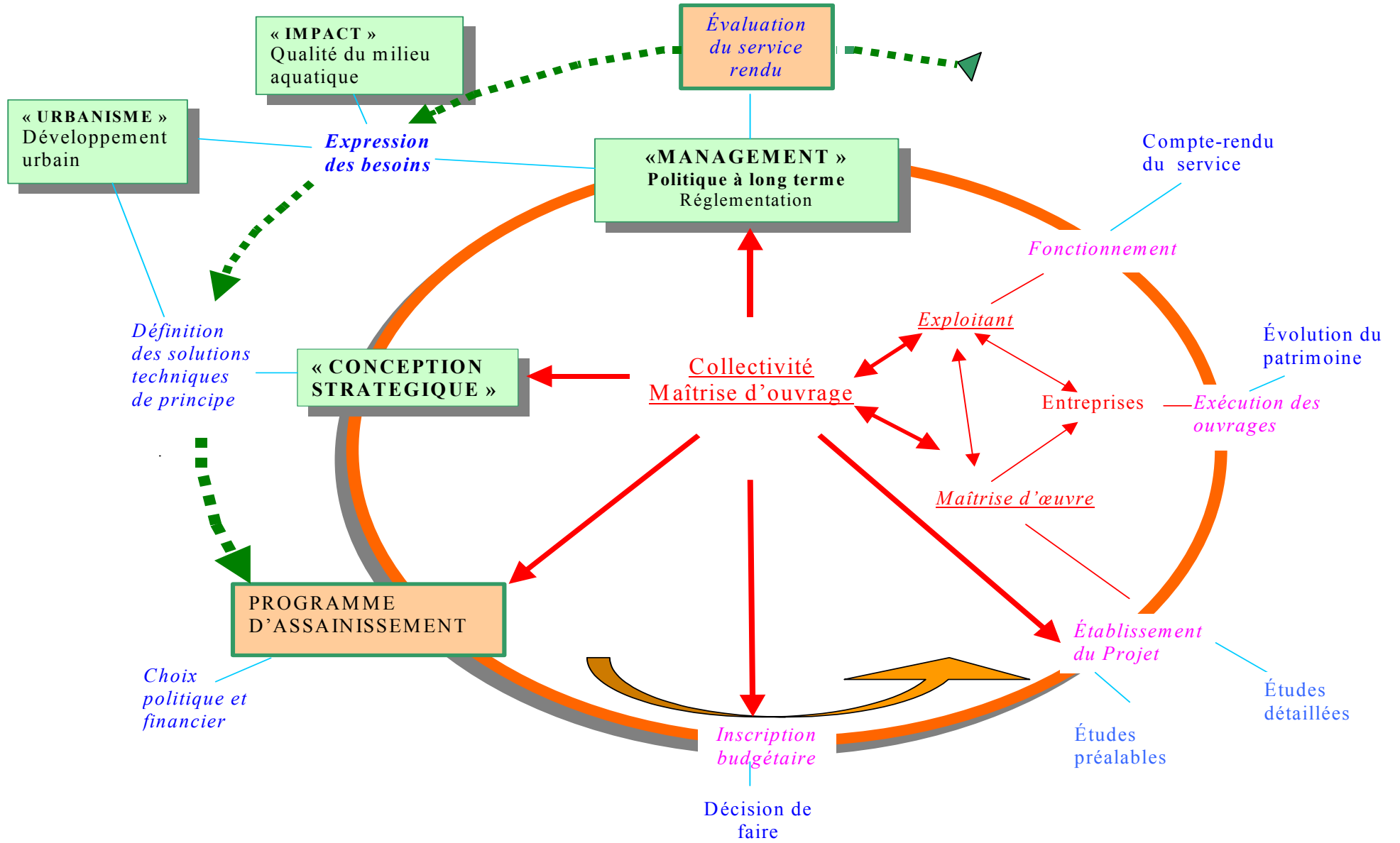
Les différentes missions qu'il revient à la collectivité d'assurer peuvent être ainsi énumérées :

- La délimitation des zonages, concernant l'assainissement collectif et non collectif, mais aussi le ruissellement et en tant que de besoin le traitement des eaux pluviales.
- L'établissement des diagnostics, y compris l'organisation des diagnostics permanents du système d'assainissement.
- La mise en place et le suivi de l'autosurveillance, en application de la réglementation.
- L'élaboration d'une stratégie intégrée d'assainissement pour la ville, sa prise en compte dans les documents d'urbanisme, et l'application de cette démarche à tout projet d'aménagement urbain.
- La définition du contenu du programme d'assainissement, essentiel pour maîtriser l'évolution à long terme.
- Le suivi de l'exécution de ce programme, avec notamment l'élaboration des projets d'ouvrage.

Outre ces missions qui sont le sujet de notre ouvrage, la collectivité doit aussi assurer celles-ci :

- La programmation budgétaire.
- L'étude des projets, l'exécution et la réception des travaux.
- La mise en place et le suivi du service public d'assainissement collectif
- La préparation du rapport annuel, obligation réglementaire du maire.
- L'établissement du règlement d'assainissement.
- La police du réseau et des branchements, y compris les autorisations de déversement des eaux usées non domestiques.
- La mise en place et la gestion du service public d'assainissement non collectif (SPANC).

Le schéma de la page suivante illustre le management global de l'assainissement par la collectivité et ses différentes phases. Le pointillé vert englobe les parties traitées dans cet ouvrage.



D'où viennent les évolutions ?

Tout devient plus élaboré ; la conception de l'assainissement n'échappe pas à la règle : d'une part, les procédures tant administratives que normatives se cumulent, d'autre part, et surtout, cette conception n'est plus affaire de production d'un objet technique « évident ». Elle se définit pour une large part à partir des données locales tout en assurant la cohérence avec les besoins à satisfaire. Elle évolue sous l'effet d'une évaluation permanente du service rendu, dont la gestion est le relais actif, mais aussi parce que la ville change.

La perception des besoins à satisfaire a elle-même évolué au cours des temps, passant de l'hygiène au XIX^{ème} siècle au souci de l'environnement à la fin du XX^{ème} siècle.

La ville existante évolue : le tissu urbain peut se densifier, changer de forme ou de mode d'occupation, avec en conséquence une évolution des eaux usées collectées. L'imperméabilisation du sol peut s'accroître, entraînant une augmentation des débits des eaux de ruissellement.

Cette évolution se fait dans le cadre défini par les documents locaux d'urbanisme, c'est donc à l'occasion de l'établissement ou de la révision de ceux-ci que les conséquences des évolutions urbaines sur la gestion de l'eau doivent être étudiées.

Par ailleurs, si l'on n'y prend pas garde les cheminements d'évacuation des flots de crue lors d'événements exceptionnels peuvent être entravés et de ce fait les risques sont aggravés. Le respect du lit majeur des cours d'eau et des zones inondables est donc prioritaire dans les documents d'urbanisme.

Mais la ville s'étend aussi. Et son extension se fait en terrain plus ou moins « vierge ». Elle nécessite alors une étude spécifique où toutes les questions doivent être à nouveau posées, à commencer par le zonage « eaux usées ».

La maîtrise de la qualité du milieu récepteur est devenue une priorité du fait de la dégradation constatée dans les décennies passées. Sur le plan réglementaire, cet objectif s'est vu conforté au niveau européen par la directive « cadre » du 23 octobre 2000 qui crée une obligation de résultat visant à rétablir le bon état des milieux aquatiques à l'horizon 2015. Les obligations qui en découleront pour les collectivités apparaîtront progressivement.

La nécessité d'agir sur la qualité du milieu récepteur peut donc être motivée par :

- l'application de contraintes réglementaires nouvelles conséquentes à la directive cadre, ou à des usages particuliers (périmètre de protection de captage...),
- le constat de sa dégradation ou la volonté de reconquérir un niveau de qualité en rapport avec les usages qui en sont faits,
- l'émergence d'une demande sociale forte par exemple liée à l'utilisation ludique du cours d'eau dans la traversée urbaine (promenade sur berge, canotage, pédalos...),

La collectivité doit s'organiser

Face à ces évolutions, les réponses pertinentes doivent être élaborées localement. Tout d'abord, la collectivité doit maîtriser la connaissance de l'existant. La modélisation du système d'assainissement, la simulation de son fonctionnement et de ses impacts peuvent maintenant se faire sur des supports informatiques en constant développement et dont la meilleure adaptation doit être recherchée. Mais cette modélisation n'est rien si elle ne s'appuie pas sur des mesures *in situ* qui nécessitent elles aussi la mise en œuvre d'appareils qui doivent être adaptés à chaque besoin particulier.

La modélisation du système, réalisée à l'occasion d'une étude diagnostic, doit être maintenue et enrichie de tout ce qui jalonne la « vie » des équipements, et leur fonctionnement. Le diagnostic a ainsi vocation à devenir un « diagnostic permanent », alimenté par tous les résultats de l'autosurveillance, et toutes les observations de l'exploitant.

La programmation de l'évolution du système, et de son extension nécessite des études préalables, appuyées sur ce diagnostic permanent, et adaptées aux enjeux. La pertinence des choix qui seront faits demande un niveau d'investigation qu'il y a lieu de déterminer à chaque fois.

Par exemple, pour reconquérir la qualité du milieu récepteur, l'augmentation du rendement de l'épuration n'est pas la seule réponse possible et l'amélioration du système d'assainissement par la maîtrise des rejets de temps de pluie est parfois prioritaire.

La concentration des débits d'eaux de ruissellement dans les collecteurs n'a d'ailleurs pas pour seul inconvénient la détérioration de la qualité du milieu aquatique. Elle a aussi un impact économique lié aux dimensions des canalisations, sans parler des contraintes liées au foncier, ainsi qu'aux travaux. Et de plus les ouvrages d'évacuation ont toujours une limite de capacité qui peut être dépassée un jour ou l'autre, créant une situation de crise pour une population prise au dépourvu devant la soudaineté de l'événement.

Nous préconisons une approche renouvelée du problème que présente le recueil des eaux de pluie sur la ville : dès lors qu'on envisage l'aménagement d'une surface quelle qu'elle soit, au lieu de se demander : « dans quel tuyau vais je envoyer ces eaux pluviales ? », il y a lieu de se poser ainsi la question : « que vais je faire des eaux qui tombent sur cette surface ? ». Apparaît alors un panel de solutions qui peuvent être combinées entre elles, allant de la limitation de l'imperméabilisation à l'évacuation à ciel ouvert ou, si nécessaire, souterraine, en passant par l'infiltration, la rétention...et qui devront répondre aux besoins échelonnés selon différents niveaux de service définis par rapport à l'importance des précipitations.

Ces différentes techniques nécessitent, tant pour leur conception que pour leur bonne appropriation par les habitants, d'être élaborées simultanément aux projets d'aménagement, les formes et les techniques urbaines pouvant participer à ces différentes solutions. Pour permettre cette prise en compte, la collectivité doit arrêter les choix de principe au moment de la planification urbaine. Il s'agit donc de définir une stratégie intégrée d'assainissement pour la ville en fonction d'objectifs clairement définis.



Structure de l'ouvrage

Le présent ouvrage a pour objet de faire le point sur la démarche à entreprendre à différents niveaux pour satisfaire aux objectifs de l'assainissement dans la ville. Il concerne des lecteurs différents : élus, techniciens, aménageurs indépendants, bureaux d'études, agents de l'État ou autres collectivités chargés de la gestion des milieux aquatiques... Il est donc construit pour permettre une lecture par centres d'intérêts et à différents niveaux de synthèse, ce qui peut amener quelques répétitions.

La première partie est destinée en priorité à ceux qui sont en situation de maîtrise d'ouvrage ; elle présente les enjeux de l'assainissement d'abord dans son aspect « management » ([chapitre 1](#)), puis dans son intégration à la ville ([chapitre 2](#)), et enfin au regard de la sensibilité du milieu naturel ([chapitre 3](#)).

La deuxième partie est destinée à guider les choix à faire pour engager les études adaptées ; elle doit aider le technicien responsable d'une opération. Après un recensement des données à recueillir ([chapitre 4](#)), elle développe une méthode d'évaluation des impacts des rejets urbains sur les milieux aquatiques permettant d'approcher rapidement le niveau de ces études ([chapitre 5](#)). Elle présente ensuite les principes essentiels des méthodes d'étude et de conception des différentes étapes de la démarche générale, ainsi que des principaux ouvrages à concevoir ([chapitre 6](#)).

La troisième partie présente, pour les techniciens, les principaux outils à utiliser pour ces études : les données météorologiques ([chapitre 7](#)), puis les modèles utilisables pour le calcul des flux ou des volumes dans les systèmes d'assainissement ([chapitre 8](#)) et enfin les matériels de mesure dans les systèmes d'assainissement ([chapitre 9](#)).



Partie I : La collectivité et les enjeux de l'assainissement

La quasi-totalité des villes sont aujourd'hui équipées de systèmes d'assainissement plus ou moins complets et plus ou moins hétérogènes, hérités des différents besoins qui se sont manifestés dans le passé, de la façon dont ils ont été perçus, et du type de solution qui leur a été apporté.

Au XIX^e siècle le souci primordial a été d'éviter les épidémies. Le mouvement **hygiéniste** a alors milité pour une évacuation rapide de toutes les eaux afin de limiter les risques de contamination. De cette époque datent la plupart des égouts qui équipent les centres-villes. Ils ont été construits pour évacuer les eaux usées et les eaux pluviales, ils sont donc de type unitaire, et de dimension importante.

Mais il a fallu traiter la pollution apportée par les eaux usées à l'exutoire, tandis que les eaux pluviales génèrent des débits beaucoup plus importants, ce qui a entraîné la construction de canalisations très coûteuses, alors que par temps de pluie la quasi-totalité des eaux est rejetée sans traitement. On a alors imaginé une réponse **hydraulique** à cette situation, en inventant le système séparatif qui collecte les eaux usées et les transporte vers une station d'épuration dans un premier réseau, tandis que les eaux pluviales sont collectées et évacuées au plus court par un deuxième réseau, moins étendu, et éventuellement équipé d'ouvrages de régulation des débits.

Puis les difficultés rencontrées pour restaurer la qualité de l'eau des milieux récepteurs qui ne cessait de se dégrader au cours du XX^e siècle, et la mise en évidence du rôle des rejets de temps de pluie dans cette dégradation ainsi que le coût toujours élevé des ouvrages pluviaux, ont provoqué une évolution vers une approche plus **environnementaliste** de l'assainissement. Elle se traduit par le perfectionnement des ouvrages d'épuration, la dépollution des rejets de temps de pluie, ainsi que par l'apparition de techniques dites « alternatives » au tout réseau. Celles-ci jouent à la fois sur la rétention et l'infiltration en commençant par limiter la surface des sols imperméabilisés.

La mise en œuvre de ces nouvelles techniques ainsi que la maintenance du fonctionnement et de l'aspect de ces ouvrages peuvent paraître difficile dans la mesure où ces ouvrages viennent équiper un projet d'aménagement déjà établi. Par ailleurs, la prise en compte de la pluviométrie extrême entraîne un coût important pour les ouvrages de dépollution et met en évidence la nécessité de prévoir les risques d'inondation. Pour ces différentes raisons, le « management » de l'assainissement ([chapitre 1](#)) est amené à adopter pour la conception de l'assainissement une démarche **globale et intégrée** à la conception des projets urbains ([chapitre 2](#)), et qui prend en compte la nécessité de respecter ou de restaurer la qualité des milieux récepteurs ([chapitre 3](#)). C'est cette démarche que nous nous efforçons d'exposer dans cette première partie.



Chapitre 1: Le management global de l'assainissement

Table des matières du chapitre 1

1.1	La maîtrise d'ouvrage face à la finalité de l'assainissement	12
1.1.1	L'évaluation du service rendu	12
1.1.2	Le respect de la réglementation et des normes	13
1.1.3	La politique à long terme	14
1.2	L'élaboration et la mise en œuvre de la politique de l'assainissement	15
1.2.1	L'appropriation des connaissances de base	15
1.2.1.1	Compétence des différentes collectivités	15
1.2.1.2	Connaissance du territoire	15
1.2.1.3	Connaissance du système d'assainissement	16
1.2.1.4	Pérennisation des connaissances	16
1.2.2	La délimitation des zonages d'assainissement	16
1.2.3	La conception du programme d'assainissement	17
1.2.3.1	Un diagnostic	17
1.2.3.2	Une recherche des opportunités	17
1.2.3.3	L'élaboration d'un « programme d'assainissement » global et intégré (cf. 2.4)	18
1.2.4	Une réalisation du programme d'assainissement le plus souvent échelonnée dans le temps	21
1.2.5	Un suivi de la mise en œuvre du programme d'assainissement	21
1.3	Le management global de l'assainissement collectif	22
1.3.1	De l'évaluation du service rendu à la gestion du système d'assainissement	22
1.3.2	La recherche de l'adéquation du système d'assainissement aux besoins	24
1.3.2.1	par les adaptations apportées au système et aux ouvrages	24
1.3.2.2	par la correction des dysfonctionnements	24
1.3.2.3	dans la conception des ouvrages et équipements nouveaux et notamment par :	25
1.3.3	L'optimisation du fonctionnement par la gestion du service d'assainissement	25
1.3.3.1	par la gestion administrative	25
1.3.3.2	par les méthodes et techniques	25
1.3.3.3	par la bonne organisation de l'exploitation	26
1.3.4	Les outils de connaissance du système et de son fonctionnement	26

1.3.4.1	La connaissance du patrimoine	26
1.3.4.2	L'autosurveillance	27
1.3.4.3	La connaissance de l'impact du système sur les milieux et sur les usages	27
1.3.4.4	La modélisation	27
1.3.4.5	La gestion technique centralisée (télégestion)	28
1.3.5	Le développement d'une « culture de gestion »	28
1.3.5.1	La définition du rôle de chacun des acteurs	28
1.3.5.1.1	Le recueil de l'avis de l'exploitant par le gestionnaire du système _____	28
1.3.5.1.2	Le retour d'informations du gestionnaire à l'exploitant _	29
1.3.5.2	L'établissement de documents types	29
1.3.5.2.1	Les documents types (CCAP, CCTP, bordereau de prix) _	29
1.3.5.2.2	Le catalogue d'ouvrages types _____	29
1.3.5.3	L'élaboration de consignes d'exploitation du système d'assainissement	30

1.1 La maîtrise d'ouvrage face à la finalité de l'assainissement

Du bref rappel historique ci-dessus, on peut déduire les fonctions essentielles de l'assainissement telles qu'elles sont perçues aujourd'hui :

- préserver la santé des citoyens ainsi que la commodité et la qualité de vie **par la gestion des eaux usées et des eaux de ruissellement** ;
- limiter les risques liés aux inondations **par la prise en compte de ce risque** ;
- préserver la ressource et les milieux aquatiques par la maîtrise des pollutions liées aux usages domestiques et industriels des eaux ainsi que de celles occasionnées par les pluies.

La satisfaction de ces fonctions nécessite une conception de l'assainissement intégrée à l'élaboration des documents de planification urbaine ainsi qu'aux projets d'aménagement. Mais cette conception doit être précédée d'une **évaluation du service rendu** par la gestion du ou des systèmes existants.

En effet, la **finalité du management de l'assainissement** est d'assurer le fonctionnement optimal des systèmes d'assainissement, et **d'en organiser l'évolution dans le cadre de la réglementation et d'une politique à long terme, cohérente avec les projets de développement de la ville.**

Ce fonctionnement et cette évolution sont assurés en tenant compte en particulier de tous les impératifs de sécurité pour les habitants, usagers du service ou non, pour le personnel d'exploitation, pour le personnel des entreprises intervenant ponctuellement, et pour les usagers des milieux naturels récepteurs des effluents.

Par ailleurs, ils sont l'objet d'un souci constant de maîtrise des coûts.

1.1.1 L'évaluation du service rendu

Elle s'appuie sur le coût et la qualité du service facturé à l'utilisateur. Elle tient compte des coûts engendrés pour le particulier en termes d'investissement et d'entretien, rapportés au niveau de complexité du système. Elle tend à internaliser les coûts environnementaux en tenant compte de la fréquence des dysfonctionnements constatés. L'avis des usagers, au sens large, est déterminant.

Elle peut être formalisée par un choix adapté de critères de qualité du service et la mesure des [indicateurs](#) correspondants (cf. norme NF P 15-900 : *Lignes directrices pour les activités de service dans l'alimentation en eau potable et dans l'assainissement – Partie 1 : Service à l'utilisateur – Partie 2 : Gestion d'un réseau d'assainissement – Partie 3 : Gestion d'un système de traitement des eaux usées*).

Plusieurs types de documents dont la production a été rendue obligatoire concourent à cette évaluation :

- le rapport annuel sur le prix et la qualité du service public d'eau potable, étendu aux services d'assainissement, et destiné notamment à l'information des usagers, (articles L 2224-5 et D 2224-1 à 5 du CGCT¹) ;
- les documents relatifs à l'exploitation des services publics délégués, qui doivent être remis à la commune en application de conventions

¹ Code Général des Collectivités Territoriales

de délégation de service public, et qui sont mis à la disposition du public (article L 1411-13 du CGCT) ;

- les différentes transmissions prévues par l'arrêté du 22 décembre 1994 concernant l'autosurveillance du fonctionnement du système d'assainissement (articles 5, 6 et 7 : transmission mensuelle des résultats de l'épuration à la police de l'eau, dépassements signalés immédiatement, rapport de synthèse annuel sur le fonctionnement du système transmis à l'agence et à la police de l'eau) ;
- les différentes transmissions au préfet prévues par le décret du 8 décembre 1997 relatif à l'épandage des boues (article 10 : synthèse des informations, article 14 : programme prévisionnel et bilan agronomique).

Mais en plus de cette évaluation du service rendu à l'utilisateur, la gestion du système d'assainissement permet de vérifier en « vraie grandeur » la pertinence des choix qui ont été faits, et la justesse des prévisions. Elle peut révéler la nécessité d'infléchir ces choix.

L'[autosurveillance](#) permet de vérifier la réponse du système par temps sec d'abord, puis en cas de pluie, pour chaque [niveau de service](#). Les remontées d'informations recueillies à l'occasion de précipitations exceptionnelles, et d'éventuelles inondations, permettent de s'assurer que les fréquences de retour d'insuffisance des différents ouvrages répondent aux besoins de manière acceptable. La fréquence décennale a été trop systématiquement choisie dans le passé pour dimensionner ces ouvrages.

De façon plus générale, l'adéquation du système d'assainissement aux besoins peut être pour une large part appréciée au travers de l'exploitation et de l'entretien des ouvrages, qui fournissent des informations précieuses sur les insuffisances et sur les dysfonctionnements. Elle peut enfin être analysée par le [diagnostic global](#) de fonctionnement

1.1.2 Le respect de la réglementation et des normes

Les obligations fondamentales des collectivités en matière d'assainissement sont énoncées aux articles L 2224-7 à L 2224-12 du CGCT. La réglementation précise ces obligations en ce qui concerne la collecte, le transport et le traitement des effluents (CGCT articles R 2224-11 à 16), ainsi que le devenir des boues (décret n°97-1133 du 8 décembre 1997) et autres déchets. La structure du système d'assainissement et en particulier la qualité des rejets, ainsi que, le cas échéant, l'utilisation des boues, doivent respecter les règles européennes et nationales qui peuvent être précisées ou complétées par toute une série de documents :

- le [SDAGE](#), qui peut être révisé périodiquement ;
- la carte des [zones « sensibles »](#), dont la délimitation est revue tous les 4 ans.

Et plus localement :

- la carte départementale des [objectifs de qualité](#) des cours d'eau, revue pour l'application de la directive cadre, et du SEQ² eau ;
- le [SAGE](#) s'il existe ;

² Système d'Évaluation de la Qualité

- les [servitudes](#) qui peuvent être créées ou révisées : Plan de prévention des risques d'inondations (PPR), périmètres de protection des captages ou des nappes, les sites classés, les arrêtés de biotope... ;
- et l'arrêté préfectoral d'objectif de [réduction des substances polluantes](#).

Par ailleurs le nouveau code des Marchés publics (CMP) rend obligatoire l'introduction ou la mention explicite des normes homologuées pertinentes dans les pièces des marchés, ou des autres normes applicables. Ceci s'applique sans préjudice de la réglementation, dans les conditions prévues à l'article 6 du CMP.

Ces normes concernent notamment :

- la conception des réseaux et ouvrages divers;
- la construction (ou la réhabilitation) et l'exploitation des réseaux et ouvrages;
- la gestion des services d'assainissement ;

et, bien entendu, la protection des travailleurs : santé, sécurité...

1.1.3 La politique à long terme

La politique à long terme de l'assainissement consiste à permettre le développement de la ville en assurant les conditions suivantes :

- maintien de la qualité du service rendu aux habitants actuels comme aux habitants futurs de la ville et le cas échéant des communes voisines, tant en ce qui concerne les risques d'inondations que la santé publique et le confort ;
- respect, voire restauration si nécessaire du milieu naturel ;
- maîtrise des coûts dans leurs différentes composantes :
 - *investissement* : coût du foncier et des ouvrages, [coût des études](#) préalables ainsi que des études et équipements nécessaires à l'amélioration du fonctionnement du système...
 - *fonctionnement* : coût de la maintenance des ouvrages et du fonctionnement du service.

Elle se traduit par plusieurs niveaux de décision visant à la définition :

- des différents [zonages](#) et du type d'équipement à prévoir, en cohérence avec les prévisions d'urbanisme ;
- des différents [niveaux de service](#) du système par temps de pluie ;
- de la [stratégie de gestion](#) des équipements existants (en particulier en ce qui concerne les effluents de temps de pluie).
- des investissements à prévoir pour améliorer le fonctionnement du système existant ;
- et en interne, de l'organisation de la [pérennisation des études](#).

1.2 L'élaboration et la mise en œuvre de la politique de l'assainissement

1.2.1 L'appropriation des connaissances de base

En préalable à toute action, la maîtrise d'ouvrage doit s'approprier les connaissances de base qui conditionnent l'assainissement. Cette acquisition des informations, des données, des savoirs requiert la mise sur pied d'un processus d'organisation. La première étape est donc la définition et la saisie du système physique qui permettra l'élaboration du « [modèle général de la collectivité](#) ». Ces connaissances, indispensables à la conception stratégique du système d'assainissement, sont appropriées, maintenues et enrichies en permanence, notamment par les résultats de [l'autosurveillance](#).

1.2.1.1 Compétence des différentes collectivités

Le bassin versant dans son ensemble d'une part, le système technique d'autre part, couvrent deux territoires qui, le plus souvent, ne correspondent pas aux limites administratives. Une connaissance précise des différentes collectivités concernées et de leurs **compétences respectives**, surtout lorsque celles-ci sont transférées à des Établissements Publics de Coopération Intercommunale (EPCI), est indispensable pour la recherche de la meilleure organisation de la gestion de l'ensemble du système :

- *Qui est compétent pour l'établissement du diagnostic du système et du programme d'assainissement ?* ([cf. 2.5.2.1](#))
- *Qui est compétent pour autoriser les déversements d'eaux usées non domestiques au réseau ?* ([cf. 2.1.1.4](#))
- *Qui est compétent en matière d'eaux pluviales ?* ([cf. 2.5.2.1](#))
- *Qui est compétent pour délivrer les permis de construire ?* ([voir 2.5.5](#))

1.2.1.2 Connaissance du territoire

Un premier aspect de ces connaissances de base est lié au territoire, tant dans ses aspects stables (topographie, hydrographie...) que dans ses aspects plus évolutifs concernant essentiellement l'occupation des sols (urbanisation, imperméabilisation ou couvert végétal, usages...) ou la qualité des milieux aquatiques.

Le questionnement commence à une échelle intercommunale suffisamment large, que l'on peut éventuellement assimiler à celle du **Schéma de Cohérence Territoriale (SCoT)** intégrant dans tous les cas la prise en compte des préconisations du SDAGE et du SAGE lorsqu'il existe :

- *Contingences relatives aux [risques hydrologiques](#) : quels rejets, ruissellements, ou autres risques proviennent de l'amont ?*
- *Connaissance du [milieu récepteur](#) (superficiel et souterrain) : quel est-il, quelle est sa qualité et quel suivi en a-t-on, quels en sont les usages ?*

Puis il se focalise sur le territoire concerné par l'assainissement (bassin versant hydrographique) :

- *Comment l'[hydrographie](#) est-elle prise en compte dans l'urbanisation actuelle et dans les documents d'urbanisme établis ?*

- *Comment la réglementation relative à [l'eau et aux risques](#) associés est-elle appliquée ?*

1.2.1.3 Connaissance du système d'assainissement

Le deuxième aspect de ces connaissances de base est lié au système technique dont les caractéristiques doivent être conservées et mises à jour grâce à la [modélisation](#).

- *[L'inventaire des ouvrages](#) : est-il complet ? Sur quel type de support ? Avec quelle précision ?*
- *Les rejets : où se font ils ? Quelle connaissance et quels suivis a-t-on des [rejets de flux polluants](#) ?*
- *L'[hydrographie](#) : comment est-elle intégrée au système technique (ou préservée) ? Quelle connaissance a-t-on de la période de retour d'insuffisance des différents ouvrages selon les différents [niveaux de service](#) ?*
- *[L'assainissement non collectif](#) : les ouvrages sont-ils connus ? Répertoriés ?*

1.2.1.4 Pérennisation des connaissances

La mise à jour de ces connaissances, introduites dans le « [modèle général de la collectivité](#) », a pour but de disposer d'un outil actualisé, permettant de préciser ou de faire évoluer les résultats des [études antérieures](#) en fonction de l'évolution des besoins, et notamment de l'urbanisme.

Cette mise à jour de la connaissance du système s'appuie essentiellement sur le **service** qui l'exploite.

- *Comment fonctionne le service d'assainissement ? Comment assure-t-il la [maintenance](#) et quel est son [rôle](#) dans l'évolution du système d'assainissement ?*
- *De quels moyens dispose-t-il (outre l'exploitation proprement dite : capacité d'études interne, niveau de connaissance de la situation, capacité à mettre à jour l'inventaire des ouvrages) ?*

1.2.2 La délimitation des zonages d'assainissement

(CGCT articles [L 2224-10](#) et [R 2224-7](#))

En préalable à la conception du programme d'assainissement, la collectivité doit délimiter les zonages d'assainissement collectif et non collectif.

Les zones d'Assainissement Non Collectif (ANC) sont délimitées selon des critères **économiques**, qui sont liés au type d'urbanisation et donc à la planification urbaine, et des critères **environnementaux** qui sont liés à la topographie, à la géologie et aux milieux aquatiques ([cf. 2.1.1.1](#)).

La délimitation des zones d'assainissement collectif détermine le contour du périmètre urbain concerné par le programme d'assainissement pour ce qui concerne les eaux usées au moins ([cf. 2.1.1.3](#)).

- *Quel est le [devenir de ces zones](#) sur le plan de l'urbanisme ?*
- *Ces zones sont-elles cohérentes avec la [carte d'agglomération](#) arrêté par le préfet ?*

Les autres zonages concernant les [eaux pluviales](#) sont indissociables de l'étude du programme d'assainissement. En effet, ils concernent la maîtrise du débit des eaux

de ruissellement dont une partie au moins est très généralement collectée par le système d'assainissement. Ils délimitent aussi les zones devant être équipées d'ouvrages de collecte, de stockage et éventuellement de traitement de ces eaux.

1.2.3 La conception du programme d'assainissement

(CGCT article [R 2224-19](#))

L'usage a consacré le terme « schéma directeur d'assainissement ». Dans la pratique, leur contenu et leurs objectifs recourent généralement diverses préoccupations propres aux zonages, aux diagnostics, aux projets d'assainissement.

La réglementation rend obligatoire le « programme d'assainissement » (à partir de 2 000 EH), qui comprend : 1) le diagnostic, 2) l'indication des objectifs et des moyens à mettre en place, avec un échéancier des opérations.

C'est la terminologie réglementaire, et les définitions qui l'accompagne, que nous adoptons ici.

Le programme d'assainissement est un ensemble cohérent de mesures destinées à donner satisfaction aux habitants (actuels et futurs) tout en assurant la préservation des milieux aquatiques. Créé par le décret n° 94-469 du 3 juin 1994, ce programme concerne la collecte, le traitement des eaux usées et la réduction des flux de pollution. A ce titre il concerne donc aussi les eaux pluviales lorsqu'elles pénètrent dans le système d'assainissement, perturbent le fonctionnement des ouvrages d'épuration ou provoquent des rejets directs. La pluviométrie prise en compte pour fixer les caractéristiques du système doit d'ailleurs être indiquée.

Ce [programme](#) doit donc répondre aux impératifs de santé publique et de lutte contre la pollution. Mais pour être cohérent il faut aussi prendre en compte les eaux pluviales dans les aspects liés à la commodité de vie en ville par temps de pluie et surtout à la prévention des risques d'inondation.

Un **programme d'assainissement complet** détaille donc l'ensemble des mesures arrêtées pour satisfaire ces différentes demandes et peut comprendre un volet spécifique consacré à la [gestion des eaux pluviales](#). Les mesures arrêtées concernent les améliorations à apporter au système existant et à son fonctionnement, ainsi que son extension, mais elles peuvent aussi concerner l'urbanisme (limitation de l'imperméabilisation, prise en compte des risques), l'aménagement de la voirie ou des espaces publics (écoulement ou rétention superficielle), ou le mode d'évacuation des eaux de ruissellement (infiltration, noues, fossés...).

Son élaboration nécessite une démarche adaptée de la part de la maîtrise d'ouvrage, à savoir :

1.2.3.1 Un diagnostic

L'appropriation des connaissances de base permet l'établissement de l'état des lieux du territoire et du système d'assainissement, sur lequel s'appuie le [diagnostic](#). Celui-ci doit expliquer le fonctionnement actuel du système d'assainissement et de l'hydrographie dans son ensemble, en prenant en compte le milieu urbain.

- *Quels sont les [besoins](#) insatisfaits ? Quels sont les [risques](#) encourus ?*
- *Quel est le [niveau](#) de protection contre les inondations assuré par le système d'assainissement ?*
- *Quelles sont les causes de la [dégradation du milieu récepteur](#) ?*
- *Quelle est l'origine des [dysfonctionnements](#) constatés du système d'assainissement ?*

1.2.3.2 Une recherche des opportunités

Pour l'[existant](#), il faut tenir compte des infrastructures et de leur évolution prévisible.

L'évolution à attendre du tissu urbain doit être précisée, avec son degré d'incertitude. Ses capacités à faire face aux risques d'inondation sont analysées en priorité, les correctifs qui permettraient d'améliorer la situation sont recherchés, leur faisabilité examinée :

- *Peut-on infléchir l'évolution du tissu urbain dans un sens favorable à l'assainissement et à la prévention des risques ?*

Parallèlement on cherche à déterminer les possibilités offertes par le système d'assainissement existant, par l'hydrographie, par les milieux récepteurs, par le tissu urbain lui-même.

- *Quelles évolutions (du fonctionnement du système, de l'urbanisation) peuvent-elles être assurées par l'existant ?*
- *Quels besoins resteront alors non satisfaits ?*
- *Faudra-t-il envisager une restructuration lourde du système ? Celle-ci peut concerner les infrastructures bien sur, mais aussi remettre en cause le mode de gestion ou l'exploitation.*

Pour les zones **d'extension de l'urbanisation**, la liberté d'action est plus grande et souvent limitée par le seul milieu physique (topographie, hydrographie, hydrogéologie) ; mais peuvent s'y ajouter des contraintes engendrées par un projet d'urbanisme déjà élaboré. Il convient alors d'inventorier les études antérieures dont il a été tenu compte.

- *Avait-on déjà pensé à l'assainissement ?*

Il peut s'agir d'un projet dont la réalisation sera échelonnée dans le temps, laissant des possibilités d'adaptation ultérieure.

- *Ce projet d'aménagement est-il rigide ou modulable (donc flexible) ?*

Enfin, la méthode de travail choisie pour dessiner l'aménagement conditionne la méthode de conception de l'assainissement.

- *Quelle part est-elle offerte à la concertation ?*

A ce stade, le **pré programme** du « projet d'assainissement » peut être établi. Il rappelle les besoins à satisfaire avec les exigences qui leur sont associées (concernant l'exploitation par exemple), les impératifs à respecter (concernant les risques notamment), les données nécessaires à la compréhension des différentes options possibles pour le scénario, avec éventuellement l'indication des préférences, qui tiennent compte de la politique à long terme de la collectivité.

1.2.3.3 L'élaboration d'un « programme d'assainissement » global et intégré (cf. 2.4)

La méthode. On a longtemps travaillé en « spécialiste de l'assainissement » sur des réponses techniques largement prédéfinies dans le cadre d'une urbanisation existante ou d'un projet d'aménagement arrêté. De plus en plus, le travail en « concourance » s'impose, avec d'autres « spécialistes » et avec les partenaires concernés (service d'urbanisme, paysagiste, service technique pour la gestion de la voirie et du système d'assainissement, exploitant, MISE pour le respect de la qualité des milieux récepteurs notamment et autres administrations compétentes dans d'autres domaines que celui de l'eau, aménageurs et propriétaires fonciers, organismes financeurs...) :

- *Qui est impliqué ? Et par quoi ?*

L'organisation. Sont à définir les tâches de chacun à l'intérieur comme à l'extérieur de la maîtrise d'ouvrage ainsi que, pour chaque point important, les procédures de contractualisation, de réalisation des études... :

- *Quelle assistance à la maîtrise d'ouvrage ?*
- *Quelle planification peut-on envisager ? Avec quelles étapes clefs ? Quel suivi et quelle évaluation, et par qui ?*
(A titre d'exemple : les études d'aptitude des sols à l'assainissement non collectif ou à l'infiltration des eaux pluviales seront-elles faites en interne ou seront-elles sous-traitées, et avec quels points de contrôle ? Mêmes questions pour les études de modélisation du réseau, d'analyse statistique des pluies, de diagnostic...).
- *Qui assurera l'examen de la faisabilité du scénario retenu ?...*

Le « contenu ». A partir de l'identification des enjeux en cause et des objectifs qui ont été fixés, sont définies les mesures qui permettront d'y répondre dans des conditions économiques acceptables (amélioration de la gestion du système d'assainissement, modification ou extension de celui-ci, prise en compte des inondations, adoption de dispositions spécifiques du projet d'aménagement...).

Il y a donc à « confronter » les données « physiques » et administratives, avec les activités et les usages concernés, mais aussi avec d'autres dimensions nécessaires à l'émergence d'un projet véritablement « intégré » à la ville : paysage, formes urbaines...

- *Quelle mise en valeur de l'eau dans la ville peut-elle être envisagée ?*
- *Comment va-t-on définir les seuils des niveaux de service du système d'assainissement ?*

La « réalisation ». On cherche à prévoir quel sera le déroulement des travaux d'assainissement, *pour l'existant* : à partir des niveaux d'urgence exprimés, de l'échelonnement de la réalisation des travaux d'aménagement des espaces publics ; *pour une extension* : en examinant l'éventualité d'une réalisation par tranches on cherchera à discerner les conséquences qui seront induites (par exemple pour la maîtrise du foncier, les étapes intermédiaires ou le maintien de la cohérence de l'ensemble).

- *Quelles seront les modalités de cette réalisation ?*

Le programme d'assainissement a un rôle de cadrage tout au long de sa mise en œuvre, son niveau de précision doit donc être adapté à ce rôle.

- *Quels sont les points clefs pour éviter les dérives ? Et comment le rendre opérant ?*

Le processus de mise en œuvre du programme d'assainissement peut donc être un élément de choix entre plusieurs scénarios possibles.

- *Pour chaque scénario, quel pourra être le déroulement des travaux et après quelles études préalables ?*

Cette démarche conduit, à partir des données extérieures et de celles qui sont propres à l'assainissement, à arrêter les caractéristiques essentielles du « projet » qui sera formalisé ensuite dans le programme d'assainissement : mode d'assainissement (collectif ou non collectif), définition des niveaux de service et de leurs débits prévisibles, intégration dans l'urbanisme et technologies à mettre en œuvre, aspects qualitatifs des eaux rejetées, impact sur les milieux récepteurs...

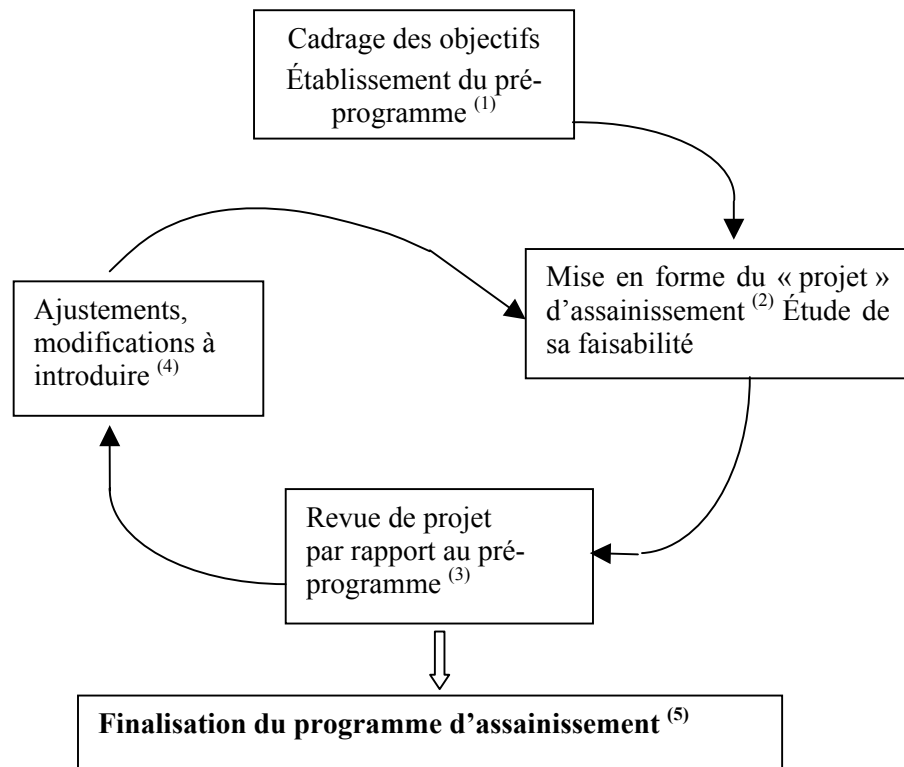


figure1: *Élaboration du programme d'assainissement*

La maîtrise d'ouvrage doit assurer les étapes suivantes :

1) *La formalisation des commandes, en interne à la collectivité comme en externe : définition des objectifs, de la précision recherchée, des moyens. Ces commandes peuvent concerner l'assistance à maîtrise d'ouvrage ou des prestations de services.*

2) *La mise en forme du « projet » d'assainissement, réponse au pré-programme, en choisissant éventuellement entre plusieurs scénarios possibles : avec quel niveau de précision ? Quelle est sa faisabilité (sur les plans technique, économique, financier, tarifaire) ?*

Puis :

3) *la revue de projet à définir, compte tenu du pré-programme (lors de cette mise en forme) ;*

4) *les ajustements à introduire (selon les résultats de la revue) ;*

5) *le programme d'assainissement finalisé (dans sa forme et dans son contenu) est accompagné d'une **étude de faisabilité** technique, économique, financière et tarifaire.*

Il peut alors être proposé à la **validation de la collectivité**.

1.2.4 Une réalisation du programme d'assainissement le plus souvent échelonnée dans le temps

Cette étape voit la mise en place des [décisions](#) arrêtées dans le programme d'assainissement (sur le plan de l'urbanisme, de l'organisation du service), mais aussi la réalisation concrète des ouvrages prévus au programme d'assainissement, le plus souvent par tranches fonctionnelles. Il convient alors d'envisager l'actualisation des données administratives et techniques, dans la mesure où il s'écoule du temps entre la conception initiale et la réalisation de chaque tranche.

Pour chaque tranche, la maîtrise d'ouvrage définit :

- *le programme opérationnel, en incluant les études de faisabilité ;*
- *le montage financier et les modalités de la revue de projet, les points obligatoires et ceux d'ajustements possibles ;*
- *l'ordonnancement général incluant les modalités de dévolution des études et des travaux (marchés publics, délégations de services...), la mise en place des procédures administratives, les modalités de pilotage...*

La maîtrise d'ouvrage engage les procédures aboutissant à la sélection du maître d'œuvre, du contrôleur technique, du coordinateur sécurité, et le cas échéant du bureau ou de l'organisme chargé de l'Ordonnance, du Pilotage et de la Coordination (OPC).

1.2.5 Un suivi de la mise en œuvre du programme d'assainissement

Après avoir organisé la pérennisation des connaissances et des études (cf. [1.2.1.4](#)) la collectivité doit organiser le [suivi](#) de la mise en œuvre du programme d'assainissement, ce qui lui permettra de connaître parallèlement, et de manière instantanée, la [qualité du service rendu](#), grâce au choix d'indicateurs pertinents.

1.3 Le management global de l'assainissement collectif

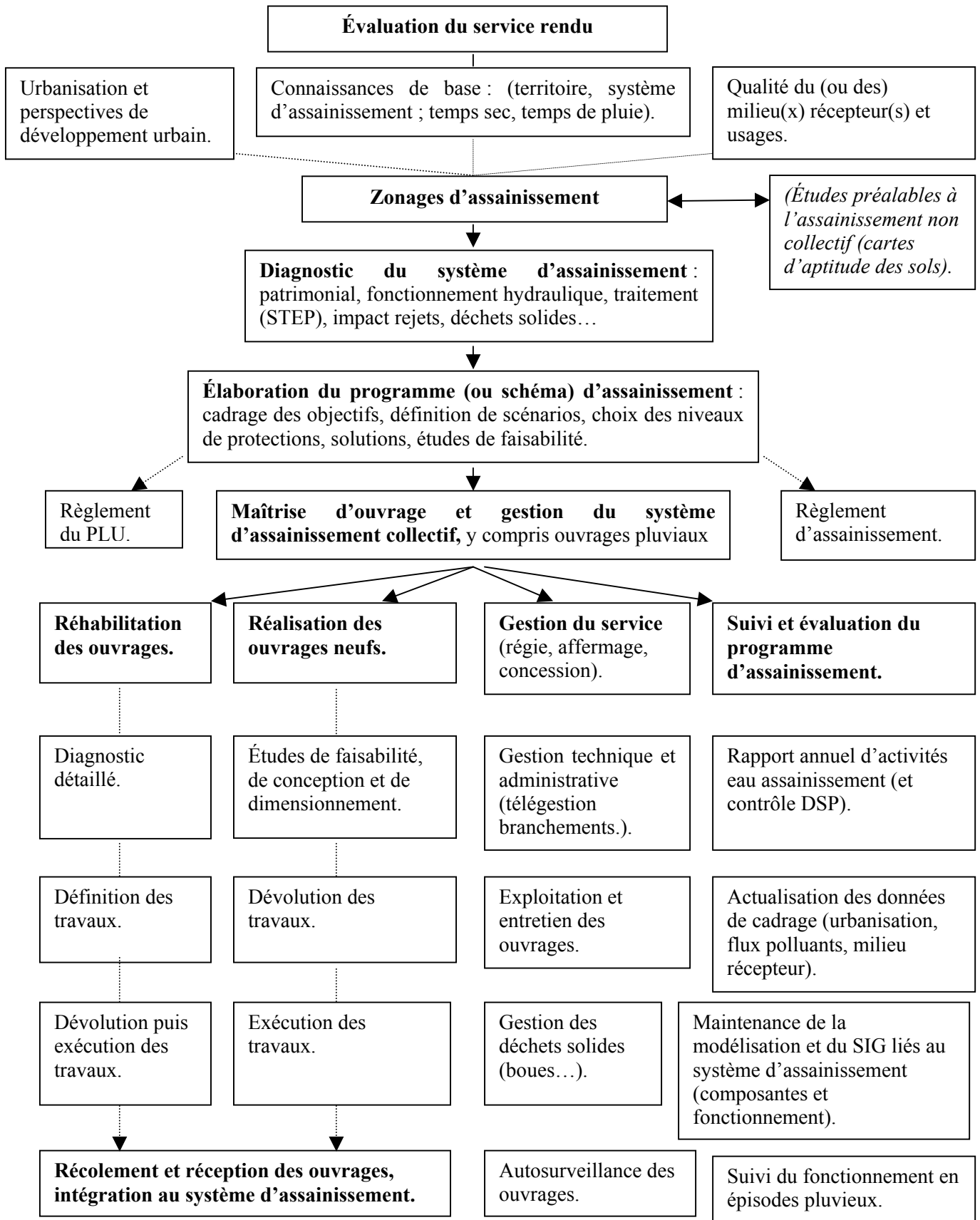
Nous utilisons dans cet ouvrage la notion de *gestion du système d'assainissement*. Il s'agit là de l'ensemble des décisions qui ont pour but d'assurer le bon fonctionnement du système d'assainissement collectif et d'en organiser son évolution telle que précisé au § [1.1](#). Le gestionnaire du *système* d'assainissement sera donc celui qui en assure le management pour le compte du maître d'ouvrage, et qui n'est pas forcément le même que le gestionnaire du *service* d'assainissement.

1.3.1 De l'évaluation du service rendu à la gestion du système d'assainissement

(voir tableau page suivante)

A côté de la réponse aux besoins identifiés, apportée par la programmation de l'assainissement, objet du § [1.2](#) ci-dessus, le service rendu peut aussi être amélioré par des actions visant l'adéquation du système aux besoins ([1.3.2](#)), l'optimisation du fonctionnement par la gestion du service ([1.3.3](#)), qui s'appuie sur une bonne connaissance du système et de son fonctionnement grâce à la mise en œuvre d'outils performants ([1.3.4](#)), et plus généralement, le développement d'une culture de gestion ([1.3.5](#)), qui permet d'intégrer les contraintes de l'exploitation dès la conception des ouvrages.

Tableau 1.: Le management global du système d'assainissement (Page suivante)



1.3.2 La recherche de l'adéquation du système d'assainissement aux besoins

La connaissance du niveau d'adéquation obtenu est l'objet du [diagnostic global de fonctionnement](#). Les résultats de [l'autosurveillance](#) et les constatations de l'exploitation, associés à une connaissance [actualisée](#) du système physique permettent de faire évoluer le diagnostic qui devient alors un **diagnostic permanent**.

Dans ce but, et au-delà de ses propres sources, la collectivité à tout intérêt à animer ou à participer à un échange d'observations avec les autres acteurs concernés par l'évolution de la qualité des milieux aquatiques (agence, police de l'eau, gardes-pêche ; et les usagers divers : fournisseurs d'eau potable, associations de pêche, de loisirs nautiques, de protection de la nature ; scientifiques...).

On peut faire évoluer cette adéquation du système aux besoins en particulier :

1.3.2.1 par les adaptations apportées au système et aux ouvrages

- en réduisant [l'impact des rejets](#) sur l'environnement (amélioration de l'épuration, dépollution des eaux pluviales, désodorisation ...) ;
- en améliorant le **fonctionnement du système** ([adéquation réseau-station](#) par la limitation des eaux pluviales entrant dans le réseau notamment, l'application des [niveaux de service](#), la création de bassins d'orage, la création de décanteurs à l'amont des secteurs sujets à envasement chronique...) ;
- en **modernisant la gestion du système** par la mise en œuvre de [l'autosurveillance](#) et de la [télégestion](#) ;
- en adaptant le réseau **aux moyens de l'entretien** (par exemple au matériel de curage, modification des accès pour les robots de curage, créations de dessableurs) tout en améliorant la sécurité, l'ergonomie, l'efficacité du service, ainsi que par les améliorations locales apportées ;
- en améliorant localement le **service rendu** (modification de branchements, résorption de nuisances ponctuelles telles que les odeurs...).

1.3.2.2 par la correction des dysfonctionnements

qui sont connus notamment grâce :

- à la **maintenance et à l'autosurveillance** des ouvrages et en particulier des ouvrages spéciaux ;
- aux **plaintes des usagers ou riverains**, exprimées directement au service gestionnaire ou reçues en mairie et qui nécessitent une enquête de terrain par l'exploitant. Elles aboutissent à la programmation de travaux d'amélioration pour lesquels le projeteur doit être en contact le plus étroit possible avec l'exploitant ;
- à la **main courante des pompiers** ou de la police municipale, à la suite des orages, qui permet de repérer les secteurs à problème chronique sur le plan de la capacité hydraulique et d'en garder la trace dans le [SIG](#), ou en cas de **pollutions accidentelles** du milieu, dues à des rejets non conformes (by-pass de poste de relèvement, déversoirs d'orage obstrués...). La remontée de ces informations devra être organisée dans ce but.

1.3.2.3 dans la conception des ouvrages et équipements nouveaux et notamment par :

- la prise en compte du **contexte urbain** dans la programmation des travaux (la voirie, qui peut faire l'objet d'une programmation pluriannuelle concernant la réfection des couches de roulement, les infrastructures urbaines telles que tramway..., l'environnement technique et politique du chantier...);
- la recherche de **l'homogénéité des ouvrages** dans les projets, ce qui facilitera la démarche qualité de l'exploitation du réseau ;
- la prise en compte des évolutions technologiques :
 - ✓ l'installation de la [météorologie](#) pour assurer [l'autosurveillance](#) des rejets permanents et occasionnels (aux déversoirs d'orage) ;
 - ✓ l'installation de la télésurveillance et de la [télégestion](#) (de tous les ouvrages électromécaniques).

1.3.3 L'optimisation du fonctionnement par la gestion du service d'assainissement

Elle peut s'envisager notamment :

1.3.3.1 par la gestion administrative

C'est à dire :

- la recherche et le suivi systématique des **rejets non domestiques** au réseau (autorisation assortie d'une convention : [cf. 2.1.1.4](#));
- la préconisation des équipements d'assainissement des voies privées, l'information complète de l'aménageur en début d'opération sur les conditions du classement, le suivi des préconisations préalablement à la réalisation du branchement en domaine public et le contrôle réel des ouvrages d'assainissement **avant classement de voies privées** dans le domaine public pour s'assurer d'une remise d'ouvrages conformes et en bon état ;
- la participation à l'instruction des **permis de construire** ([cf. 2.5.5](#)) et le contrôle de la conformité et de l'étanchéité des [branchements](#), (de même que le contrôle de la conception et de la réalisation des ouvrages d'assainissement non collectif) ;
- le contrôle de la réalisation des [branchements](#) des immeubles raccordables (extension du réseau) ;
- la gestion rigoureuse de chaque procédure importante : établissement de servitudes, production des [documents obligatoires](#), attestée par la certification.

1.3.3.2 par les méthodes et techniques

C'est à dire :

- la recherche d'une utilisation efficace **du matériel**, grâce à la pertinence du choix des matériels spécialisés et de leur programmation ;
- la recherche d'innovations techniques, par exemple des solutions pour **éviter l'envasement** : mise en œuvre de vannes, de robots de curage, création de dessableurs.

1.3.3.3 par la bonne organisation de l'exploitation

avec :

- une démarche qualité ;
- une rédaction de consignes précises (sur l'entretien des ouvrages, sur ce qu'il peut y avoir à observer, sur les interventions y compris la sécurité : en cas d'intervention d'une entreprise dans un réseau visitable, **l'exploitant** lui délivre l'autorisation de pénétrer dans le réseau, accompagnée d'un plan de prévention...) ;
- une détermination de l'origine de l'eau à utiliser pour le curage : prévoir si nécessaire un contrat avec le distributeur d'eau ;
- une définition et un suivi des filières d'évacuation des [sous-produits](#) et des déchets provenant du curage des ouvrages et du traitement des effluents ;
- une organisation des interventions rapides ;
- des campagnes régulières de dératisation si nécessaire ;
- l'information et la formation des agents de la propreté (voirie) pour les sensibiliser à ne pas envoyer les déchets dans les égouts (ce qui aboutit à des interventions beaucoup plus coûteuses) ; et procédure de choix des produits les moins polluants pour l'entretien des espaces vert

1.3.4 Les outils de connaissance du système et de son fonctionnement

1.3.4.1 La connaissance du patrimoine

La gestion d'un système d'assainissement collectif s'appuie sur la connaissance des ouvrages. Les difficultés tiennent à l'hétérogénéité de l'inventaire selon les différentes parties du réseau, ainsi qu'à l'hétérogénéité du système lui-même. Mais l'ensemble des services de gestion participe à une démarche cohérente pour connaître et organiser cet inventaire en **réunissant toutes les informations sur un S.I.G.** ou une **Base de données** ([cf. 6.2.1.2](#)).

Les différents niveaux de connaissance d'un réseau peuvent être énumérés comme suit :

- Planimétrie du réseau
- Altimétrie (terrain et radier)
- Position des branchements et avaloirs
- Connaissance des ouvrages spéciaux (position, description, état, fonctionnement)
- Matériau constitutif des canalisations
- Présence d'autres concessionnaires à l'intérieur des ouvrages (câbles, conduites...), contrainte particulière pouvant avoir des implications en conception (du réseau).
- Age et état des canalisations

L'inventaire est alimenté en continu par les observations de l'exploitant sur :

- les **anomalies** de la description des ouvrages ;
- leur [état](#) (en vue de la gestion de la réhabilitation) ;

- le **fonctionnement** : données techniques sur les équipements (taux de temps de marche, m³ relevés, tonnage de boues produites) et sur les effluents (qualité, quantité ; données nécessaires en particulier pour l'autosurveillance, ou pour l'étude de nouveaux ouvrages ou de l'amélioration des ouvrages existants).
- les **dysfonctionnements** : envasement, débordements fréquents,

Dans le même esprit, toute simulation ou tout calcul aboutissant à une modification ou une extension du réseau doivent être soumis à un cahier des charges permettant l'emploi des données de l'inventaire en même temps qu'il impose la [mise à l'inventaire](#) de toute donnée nouvelle utilisée, des études et des ouvrages réalisés.

1.3.4.2 L'autosurveillance

([cf. 6.2.14](#))

Non seulement elle répond aux obligations réglementaires et permet l'information de l'Agence de l'eau et de la police de l'eau, mais encore elle améliore la gestion du réseau.

Elle donne une image du fonctionnement du système d'assainissement, et permet de connaître en quantité et en qualité les rejets au milieu naturel.

Elle permet d'optimiser le fonctionnement du système et son évolution.

Elle peut comprendre la surveillance du milieu au point de rejet.

Elle nécessite la mise en œuvre de matériels et d'une organisation spécifique

1.3.4.3 La connaissance de l'impact du système sur les milieux et sur les usages

([cf. 3.4.3](#))

Elle résulte :

- de la connaissance des rejets (autosurveillance des déversements permanents et occasionnels),
- de la police de l'eau, de l'Agence et autres partenaires institutionnels (SAGE...),
- du distributeur d'eau potable, et des utilisateurs agricoles (attentifs à la quantité et la qualité de l'eau à leur lieu de prélèvement),
- des associations de pêcheurs, de loisirs, de défense de l'environnement...(attentives à toute dégradation),
- de la mise en place d'« observatoires », réunissant toutes les parties intéressées, dans le but de dégager une appréciation objective de la situation.

1.3.4.4 La modélisation

([cf. 6.2.1](#))

La modélisation du fonctionnement du réseau permet de connaître son fonctionnement ainsi que les pollutions rejetées au milieu naturel. Elle est un outil indispensable pour la gestion du réseau et le diagnostic. Elle fait l'objet d'une maintenance et d'un enrichissement permanent, à partir des études réalisées, des observations faites par l'exploitant sur le fonctionnement du réseau, ainsi que des modifications et extensions qui lui sont apportées.

Elle est une aide à l'exploitation et peut permettre par exemple de prévoir les interventions de curage. Celles-ci peuvent alors être programmées pendant les périodes les plus favorables (l'été en particulier, en raison de la circulation moins importante, et du débit plus faible). Les égoutiers sont ainsi amenés à faire de la surveillance et des interventions préventives.

1.3.4.5 La gestion technique centralisée (télégestion)

(cf. 6.2.33)

Il s'agit de la mise en œuvre de la **gestion en temps réel** du réseau, dont le but est de minimiser l'importance des flux polluants rejetés avec les eaux pluviales dans le milieu naturel tout en facilitant la tâche de l'exploitant par la supervision du fonctionnement du réseau et la télégestion des organes de manœuvre.

Le pilotage de cette télégestion peut, dans certains cas, être guidé par des informations relatives à la pluie, fournies en temps réel par une station météorologique locale.

1.3.5 Le développement d'une « culture de gestion »

1.3.5.1 La définition du rôle de chacun des acteurs

Les activités de prévision et de programmation, d'études et de conception, et d'exploitation peuvent être plus ou moins séparées et identifiées, mais elles ont toujours lieu. Les transmissions d'avis et d'informations entre les intervenants demandent le plus souvent à être organisées. Le système d'assainissement peut impliquer différents intervenants dont les principaux sont le *gestionnaire du système* et l'exploitant.

1.3.5.1.1 Le recueil de l'avis de l'exploitant par le gestionnaire du système³

Procédure de conception des nouveaux ouvrages.

Il s'agit d'anticiper l'impact sur l'exploitation pendant les travaux et après les travaux, de corriger si besoin est cet impact soit par des modifications du projet lui-même, soit par des mesures compensatoires qui peuvent être des consignes spéciales d'exploitation (pendant les travaux) ou l'adaptation définitive de l'exploitation au nouvel ouvrage, en définissant les moyens nécessaires.

L'avis de l'exploitant est nécessaire au moment où se définit le choix des contraintes techniques, car son expérience du fonctionnement du système, des défaillances des équipements et sa maîtrise de l'exploitation des procédés font de lui un conseiller incontournable du gestionnaire.

L'exploitant est un « spécialiste » des dysfonctionnements électromécaniques, et de leur impact sur le fonctionnement de l'ouvrage, de même pour l'impact des grosses réparations.

En particulier pour les stations d'épuration et les ouvrages spéciaux :

les plans d'équipement des ouvrages particuliers sont soumis à l'exploitant afin de définir avec lui les besoins de l'exploitation (géométrie des aires de circulation ou des infrastructures nécessaires, capacité des installations en fonction de leur maintenance et de l'organisation du travail...). Les plans de génie civil sont à arrêter ensuite.

³ L'expression « gestionnaire du système » désigne ici celui qui assure le management de l'assainissement pour le compte du maître d'ouvrage, et qui n'est pas forcément le même que le gestionnaire du « service » d'assainissement.

N.B. **Les projets de voirie** doivent eux aussi être soumis à l'avis de l'exploitant du réseau d'assainissement, car ils ne sont pas toujours neutres pour l'assainissement, et peuvent générer des coûts qui ne sont pas pris en compte par la voirie (l'entretien des réseaux nécessite que les regards soient toujours accessibles, donc hors zones de stationnement, et que les hydrocureuses puissent y stationner sans risque pour la circulation, ou y accéder même en zone piétonne...).

1.3.5.1.2 Le retour d'informations du gestionnaire à l'exploitant

Le gestionnaire s'assure de la bonne **remise de l'ouvrage** à l'exploitant, en l'associant autant que possible à l'exécution afin qu'il puisse préparer ses moyens d'exploitation, et en s'assurant lors de la mise en service d'une bonne transmission des consignes et documents : plans de récolement, consignes d'exploitation et de sécurité, Dossier d'Intervention Ulérieure sur l'Ouvrage (DIUO : cf. code du Travail articles L 235-15 et R 238-37 à 39).

Par ailleurs, le gestionnaire veille à ce que l'exploitant soit régulièrement informé de l'avancement des **travaux de petites réfections** sur le réseau lorsqu'elles ne sont pas réalisées par lui-même.

1.3.5.2 L'établissement de documents types

L'élaboration et la tenue à jour de l'ensemble des documents types ainsi que du catalogue d'ouvrages types permettent de mettre en œuvre la **vision à long terme** de l'évolution du système d'assainissement. Cette vision découle du fonctionnement actuel et de ses conséquences observées ou prévisibles. Elle est élaborée à partir d'une synthèse entre les problématiques de l'exploitant d'une part, et la connaissance des besoins actuels et futurs, des techniques (de gestion en particulier) et des matériaux d'autre part.

La qualité des matériaux et la qualité de la construction sont ainsi imposées.

1.3.5.2.1 Les documents types (CCAP, CCTP, bordereau de prix)

Ils comportent des prescriptions dont voici quelques exemples :

- le choix d'équipements annexes définis pour mieux assurer l'étanchéité (regards préfabriqués, chambres...) nécessite leur prescription au CCTP et l'introduction d'un prix incitatif ;
- la distance maximale entre regards peut être portée à 75 m pour des canalisations non visitables, grâce à l'utilisation des hydrocureuses.

De la même façon, **sont incluses** dans ces documents des « règles » mises à jour en coordination avec la voirie, et concernant le compactage des tranchées, la nature des matériaux, la réfection des chaussées...

1.3.5.2.2 Le catalogue d'ouvrages types

Ces ouvrages types doivent tenir compte du site, des conditions de travail, du coût du travail, des problèmes spécifiques d'étanchéité, des leçons tirées des dysfonctionnements... tout en considérant les prescriptions du fascicule 70 et celles des normes comme une obligation minimale.

En voici quelques exemples :

- choix de types de tampons tenant compte de la meilleure ergonomie adaptée au matériel de nettoyage utilisé, et uniformisation afin d'utiliser les mêmes outils pour l'entretien ;

- définition de règles pour les grilles avaloirs eaux pluviales (grilles sélectives sur les places de marché pour éviter des dépôts et obstructions systématiques) ;
- définition du type de crosse, de leur mise en place ;
- dessin des branchements étudié pour éviter les branchements pénétrants et assurer une bonne étanchéité ;
- intégration des dessableurs dans le catalogue ;
- intégration des puits filtrants avec le souci d'éviter leur colmatage ;
- pour les ouvrages tels que les stations, les postes de relèvements... : définition des éléments fonctionnels (nécessité de prévoir un dégrilleur, une benne, etc. ; dimension des ouvertures...)

1.3.5.3 L'élaboration de consignes d'exploitation du système d'assainissement

Les consignes d'exploitation du patrimoine existant doivent répondre parfaitement aux objectifs définis par le maître d'ouvrage. En même temps, elles doivent être en parfaite adéquation avec l'organisation, les méthodes et les moyens de l'exploitant. Elles doivent donc être établies par le gestionnaire du système d'assainissement sur avis de l'exploitant.

Il en est de même pour certaines manipulations ou mesures (prélèvements dans les piézomètres par exemple).

De la même façon, des consignes doivent être écrites en prévision des incidents ou des accidents, et notamment dans le cas de l'**intervention des services de secours** ou de lutte contre l'incendie. Après avoir identifié les situations de crise possible, les procédures à suivre doivent être précisées, ainsi que les personnes à contacter (pour les services de secours) et les alertes à donner selon les situations (distributeur d'eau potable, usagers, police de l'eau...).



Ainsi peut s'envisager, par ce type de moyens, une prise en compte des besoins et des attentes de chacune des composantes qui constituent les services d'assainissement.



Chapitre 2: L'assainissement dans la ville

Table des matières du chapitre 2

Introduction	33
2.1 La maîtrise des pollutions	34
2.1.1 Les eaux usées	34
2.1.1.1 L'assainissement non collectif	34
2.1.1.2 L'assainissement collectif	35
2.1.1.3 L'identification des zones desservies par le système de collecte des eaux usées (E.U.)	35
2.1.1.4 La nature des eaux usées collectées	36
2.1.1.5 Les facteurs de variations quantitatives	37
2.1.2 Les eaux de ruissellement	37
2.2 La ville dans son bassin versant hydrographique naturel	38
2.2.1 Les conditions générales d'écoulement	38
2.2.2 L'évacuation des eaux de ruissellement	38
2.2.3 Ruissellement naturel / ruissellement modifié (régulation des débits)	40
2.2.4 Le risque « inondation »	41
2.2.4.1 Aléa et occupation des sols	41
2.2.4.2 Vulnérabilité et occupation des sols	42
2.2.4.3 Ruissellements exceptionnels, inondations catastrophiques	42
2.3 L'intervention organisatrice de la collectivité	44
2.3.1 Le développement de la ville et les projets d'aménagement	44
2.3.1.1 Renouvellement de la ville sur elle-même	44
2.3.1.2 Extension de l'urbanisation	44
2.3.1.3 La mise en œuvre des documents d'urbanisme et leur incidence sur l'environnement	45
2.3.2 La prévention des inondations	46
2.3.2.1 Au niveau du bassin versant	46
2.3.2.2 Au niveau de la voirie urbaine	46
2.3.3 La politique générale de management de l'assainissement et son interférence avec l'urbanisme	47
2.3.3.1 Eaux usées	47
2.3.3.2 Eaux de ruissellement	48
2.3.3.3 Définition des niveaux de service :	52
2.3.3.3.1 Pluies faibles : NIVEAU 1 _____	52
2.3.3.3.2 Pluies moyennes : NIVEAU 2 _____	52
2.3.3.3.3 Pluies fortes : NIVEAU 3 _____	52

2.3.3.3.4	Pluies exceptionnelles : NIVEAU 4	52
2.3.3.4	Les aménagements du « réseau majeur »	52
2.3.3.5	Choix des niveaux de protection	54
2.4	L'élaboration d'une stratégie intégrée d'assainissement pour la ville	56
2.4.1	L'équipe d'élaboration du programme	56
2.4.2	L'approche	56
2.4.3	Le diagnostic de site	57
2.4.4	L'étude de cadrage	59
2.4.5	Le choix du scénario d'aménagement et des techniques d'assainissement	59
2.5	Rappel des outils réglementaires	65
2.5.1	Planification dans le domaine de l'eau	65
2.5.1.1	Documents de planification correspondant à l'hydrographie :	65
2.5.1.2	Documents de planification correspondant aux limites administratives ou à celles des collectivités territoriales	65
2.5.2	Organisation et limites de l'urbanisation concernée par l'assainissement	67
2.5.2.1	Compétences en matière d'assainissement	67
2.5.2.2	Prise en compte des servitudes qui concernent l'eau	68
2.5.2.3	Prise en compte des risques (inondations) dans les documents d'urbanisme :	68
2.5.2.4	Prise en compte de l'eau et de l'assainissement dans les documents locaux d'urbanisme :	69
2.5.3	Cohérence entre le zonage d'assainissement et le zonage du PLU	71
2.5.4	Mémoire de la maîtrise du ruissellement dans le document d'urbanisme	71
2.5.5	Applications réglementaires qui s'imposent au particulier au moment du permis de construire	71

Introduction au chapitre 2

Le contexte géographique dans lequel s'est développée la ville, les formes de son urbanisation, les équipements dont elle s'est dotée au cours du temps pour évacuer et gérer les eaux constituent des éléments déterminants qui doivent être pris en compte pour comprendre le fonctionnement actuel du système d'assainissement et hydrographique ainsi que pour conduire son évolution.

Mais en même temps il n'est plus possible de se contenter de la référence à des règles « normatives » pour « équiper » un projet d'aménagement pré-établi. Au contraire, la prise en compte de la qualité du milieu récepteur d'une part, et les besoins de l'évacuation des ruissellements exceptionnels d'autre part, conduisent à l'élaboration d'une stratégie « intégrée » d'assainissement pour la ville. Cette stratégie garantira l'optimisation économique des investissements. Elle sera traduite dans les documents de planification existants et en particulier dans les documents locaux d'urbanisme.

2.1 La maîtrise des pollutions

2.1.1 Les eaux usées

L'objectif de protection de la santé publique consiste à éviter le contact entre l'habitat humain et les germes d'infection entérique, et à limiter les risques de consommation ou de mise en contact avec les substances toxiques.

La collectivité, responsable de l'assainissement, doit prévoir le traitement des eaux usées domestiques pour atteindre cet objectif, mais aussi pour respecter ou restaurer la [qualité des milieux récepteurs](#). Ce traitement peut être assuré par des systèmes non collectifs, qu'il s'agisse de systèmes individuels ou regroupés, ou par un système d'assainissement collectif.

Elle doit aussi protéger les milieux récepteurs de la pollution que peuvent entraîner les eaux de pluie lors des événements courants, spécialement lorsqu'elles se trouvent mélangées aux eaux usées et rejetées au milieu naturel.

Dans tous les cas, on cherchera l'optimum technico-économique entre les différentes solutions techniques disponibles en apportant des réponses graduées et adaptées selon les contextes physiques, géotechniques, environnementaux, climatiques.

Les voies que l'on pourra emprunter pour trouver ces réponses sont nombreuses mais le choix sera largement dépendant du système d'assainissement et de son historique.

2.1.1.1 L'assainissement non collectif

Cette expression désigne tout système d'assainissement sous maîtrise d'ouvrage privée. Il s'agit le plus souvent de systèmes individuels. Ces dispositifs ont souffert, dans le passé, d'une mauvaise image, et seul l'assainissement collectif, appelé « rationnel » était susceptible d'apporter la qualité de service attendue, en même temps qu'une plus-value aux immeubles desservis. L'assainissement « individuel » était alors pénalisé par un manque de contrôle de la qualité tant au niveau de la conception et de l'exécution que de l'entretien. En réalité, ces systèmes correctement réalisés, dans un environnement qui le permet, sont capables d'apporter le même service que l'assainissement collectif, dans des conditions économiques parfois avantageuses, et en générant peu de pollution résiduelle.

Aujourd'hui, il appartient aux communes, en application de l'article [L 2224-10](#) du CGCT⁴, de délimiter les zones destinées à l'assainissement non collectif. Cette délimitation se fait sur des critères économiques et environnementaux (les deux étant en partie fonction de la géologie, et en partie fonction de l'urbanisme).

Elles sont également tenues d'assurer le contrôle de la conception et de la bonne exécution des ouvrages, ainsi que la vérification périodique de leur bon fonctionnement et de leur entretien. L'intervention des communes peut aller plus loin, et prendre en charge l'entretien voire la réhabilitation des ouvrages existants.

Elles créent pour exercer ces tâches un service public d'assainissement non collectif (SPANC) alimenté par une redevance spécifique.

En l'absence d'équipements publics, les dossiers de permis de construire doivent indiquer les équipements prévus pour l'assainissement non collectif (cf. CU⁵ [article R 421-2](#)). Les communes doivent donc s'organiser pour assurer le contrôle du choix des filières à ce stade.

⁴ Code Général des Collectivités Territoriales

⁵ Code de l'Urbanisme

2.1.1.2 L'assainissement collectif

C'est celui qui est réalisé sous maîtrise d'ouvrage publique. Il s'agit presque toujours d'un réseau de collecte équipé à son extrémité d'un ouvrage de traitement (station d'épuration, lagune aérée ou non), destiné à restituer, en un lieu qui convient, une eau de [qualité satisfaisante](#) pour le respect de la qualité du milieu récepteur ainsi que pour les usages qui en sont fait (prélèvement pour l'alimentation humaine, établissements de pisciculture, de conchyliculture, abreuvement des animaux, baignade, sports nautiques...). **C'est l'ensemble réseau + ouvrage de traitement qui est désigné par l'expression « système d'assainissement ».**

Il importe que la collecte soit la plus complète possible afin d'éviter les rejets sauvages, et que les branchements soient correctement [réalisés et contrôlés](#) pour éviter à la fois les rejets sauvages et les entrées d'eaux claires dans le réseau. Le raccordement des immeubles est obligatoire (cf. CSP⁶ articles [L 1331-1](#) et suivants). L'accès aux propriétés privées est autorisé aux agents du service d'assainissement pour en effectuer le contrôle (article L 1331-11 du CSP). Les collecteurs doivent être étanches, pour les mêmes raisons, et assurer le transport des effluents sans stagnation et sans formation de dépôts, pour des considérations d'hygiène en premier lieu. Ce réseau de collecteurs est un équipement d'infrastructure qui manque de souplesse en ce sens qu'il est soumis aux contingences de la topographie et des nécessités d'un bon écoulement.

L'ouvrage d'épuration produit d'une part de l'eau épurée, mais d'autre part des boues pour lesquels il faut trouver une filière d'élimination : valorisation agricole, incinération... En outre, il produit un certain nombre [d'autres déchets](#) qu'il convient également d'éliminer (sables, graisse, refus de dégrillage...). De la maîtrise des effluents collectés par le réseau, et autres apports, dépendent donc non seulement le bon fonctionnement de l'ouvrage d'épuration et la préservation de la qualité du milieu aquatique mais aussi la régularité de la qualité des boues et des autres déchets, ce qui est une donnée essentielle pour la validité de la filière d'élimination, en particulier pour la valorisation agricole des boues.

Par ailleurs on constate une augmentation des débits arrivant en station d'épuration en période pluvieuse, et cela même en système strictement séparatif (du fait de ses imperfections). Il importe alors que celle-ci soit suffisamment dimensionnée pour [accepter un surplus d'effluents](#) et limiter la fréquence des rejets directs au milieu naturel. On peut aussi interposer un bassin d'orage permettant de stocker provisoirement les volumes excédentaires issus notamment des réseaux unitaires avant de les renvoyer dans l'ouvrage d'épuration, à débit régulé.

Les réseaux unitaires engendrent des rejets polluants à chacun de leurs déversoirs d'orage. La fréquence de ces déversements doit être la plus faible possible. Elle est d'ailleurs définie à l'arrêté d'autorisation de la station d'épuration ou, le cas échéant, du déversoir lui-même. La réglementation impose [l'autosurveillance](#) des plus importants de ces déversoirs (arrêté du 22 décembre 1994 relatif à la surveillance des ouvrages de collecte, annexe II).

2.1.1.3 L'identification des zones desservies par le système de collecte des eaux usées (E.U.)

Les zones de collecte des E.U. doivent être envisagées sous les aspects physique et réglementaire. En effet, on peut distinguer physiquement les zones agglomérées constituant une zone d'apport d'eaux usées favorable à un assainissement collectif.

⁶ Code de la Santé Publique

Toutefois cette zone d'apport doit être élargie aux autres communes raccordées à la même station d'épuration. Par ailleurs cette zone peut s'étendre hors des limites du bassin versant hydrographique puisque l'utilisation de relèvement ou de refoulement permet de s'affranchir en partie de la topographie.

La réglementation prend en compte cette notion de zone de collecte avec la délimitation d'un périmètre [d'agglomération](#) qui lui correspond. Ce périmètre d'agglomération est arrêté par le préfet (article [R 2224-10](#) du CGCT).

Parallèlement, et en application de l'article [L 2224-10](#) du CGCT, les communes [délimitent les zones](#) desservies par un assainissement collectif (en même temps que celles qui sont destinées au non collectif). Leur délimitation est relativement simple et s'appuie sur l'urbanisation existante. Elle est reportée dans les documents de planification qui doivent prendre en compte ces délimitations afin d'en assurer la cohérence avec l'urbanisme.

La logique veut que la délimitation opérée par la commune coïncide avec le périmètre d'agglomération arrêté par le préfet. Il peut arriver que des divergences surgissent sur ce point, par exemple lorsqu'un enjeu environnemental exigeant nécessite une approche intercommunale. Une concertation active doit être amorcée avec les différents partenaires très tôt afin de dégager une solution.

2.1.1.4 La nature des eaux usées collectées

Les eaux usées domestiques⁷ ont une composition relativement stable. Afin de maintenir cette stabilité, l'autorisation préalable des rejets d'eaux usées non domestiques au réseau de collecte, par la collectivité maître de l'ouvrage, a été rendue obligatoire par l'article L 1331-10 du code de la Santé publique :

Tout déversement d'eaux usées, autres que domestiques, dans les égouts publics doit être préalablement autorisé par la collectivité à laquelle appartiennent les ouvrages qui seront empruntés par ces eaux usées avant de rejoindre le milieu naturel.

L'autorisation fixe, suivant la nature du réseau à emprunter ou des traitements mis en œuvre, les caractéristiques que doivent présenter ces eaux usées pour être reçues.

Cette autorisation peut être subordonnée à la participation de l'auteur du déversement aux dépenses de premier établissement, d'entretien et d'exploitation entraînées par la réception de ces eaux.

En tout état de cause, cette solution devrait être considérée comme exceptionnelle, et adoptée seulement s'il n'existe aucune autre possibilité.

Cette autorisation peut être assortie d'une convention qui traite des responsabilités et de l'intervention financière des parties⁸.

Seule cette formalité permet au gestionnaire du système d'assainissement de suivre les éventuelles évolutions de ces rejets industriels ou commerciaux que ce soit par rapport à leur nature, leurs quantités ou leur localisation. Il s'agit là d'un élément essentiel du maintien à jour de la connaissance du patrimoine, indispensable pour l'optimisation du processus épuratoire et le suivi de la qualité des boues produites. La bonne connaissance de ces rejets est essentielle pour l'élimination des

⁷ L'usage domestique de l'eau est défini à l'article 3 du décret n° 93-743 du 29 mars 1993.

⁸ Cf. B. Tisserand, F. Toupart, J.-L. Cécile, A. Constant : *Acteurs, responsabilités et procédures d'élaboration des conventions spéciales de déversement*. T.S.M. n°5, mai 1999.

« substances prioritaires » définies conformément à la [Directive cadre](#) du 23 octobre 2000

2.1.1.5 Les facteurs de variations quantitatives

Les agglomérations touristiques connaissent des variations importantes de population à l'occasion de la saison (estivale ou hivernale). Leurs installations doivent donc faire face à de très fortes pointes, sans pour autant présenter d'inconvénients en saison creuse⁹.

Il en est de même des agglomérations accueillant une population de week-end, qui connaissent donc de fortes pointes hebdomadaires de pollution.

Par ailleurs, une station d'épuration destinée à recevoir les eaux usées domestiques peut aussi être amenée à recevoir des eaux usées d'origine industrielle, sous réserve de l'autorisation mentionnée ci-dessus (§ 2.1.1.4). Toutefois des limites ont été fixées pour le cas où ces effluents proviendraient d'Installations Classées pour la Protection de l'Environnement (ICPE) soumises à autorisation (*arrêté du 2 février 1998, art. 35, et nomenclature des ICPE*).

Les activités industrielles saisonnières comme la période des vendanges par exemple peuvent occasionner des surcharges. Elles doivent aussi être prises en compte.

2.1.2 Les eaux de ruissellement

Les eaux usées ne sont pas les seuls vecteurs de pollution du milieu. Les eaux de ruissellement se chargent également tout au long de leur parcours de diverses substances dans des proportions d'importance variable selon la nature de l'occupation des sols et selon le type de réseau hydrographique qui les recueille.

[Cette pollution](#), différente de celle des eaux domestiques, se caractérise par une place importante des matières minérales, donc des matières en suspension (MES), qui proviennent des particules les plus fines entraînées sur les sols sur lesquels se fixent les métaux lourds qui peuvent provenir des toitures (zinc, plomb), de l'érosion des matériaux de génie civil (bâtiments, routes...), des équipements de voirie ou de la circulation automobile (zinc, cuivre, cadmium, plomb), ou encore des activités industrielles ou commerciales (sans oublier la pollution atmosphérique qui y entre pour une part minoritaire mais non négligeable).

Il faut noter la chute des teneurs en plomb observée à la suite de la mise en œuvre de la réglementation qui a éliminé ce composant des carburants.

Le lessivage des voiries peut aussi entraîner des hydrocarbures, ainsi que tous les produits qui y auront été déversés accidentellement.

Ces métaux et hydrocarbures sont beaucoup moins présents dans les rejets provenant des quartiers plus spécifiquement résidentiels, surtout lorsque la densité des constructions est faible. Les matières organiques peuvent y être en revanche plus présentes, dues à la végétation, voire aux déjections animales.

La pollution de ces eaux ne présente à l'origine du ruissellement que des teneurs relativement faibles. C'est leur concentration, les dépôts cumulatifs, le mélange avec les eaux usées, le nettoyage du réseau et la remise en suspension de ces dépôts qui peuvent provoquer des [chocs de pollution](#) sur les milieux récepteurs par temps de pluie.

⁹ Cf. J.-J. Cassagne, F. Comes : *Exploitation de stations d'épurations à fortes variations saisonnières dans un environnement sensible*. T.S.M. n° 3 mars 1999.

2.2 La ville dans son bassin versant hydrographique naturel

2.2.1 Les conditions générales d'écoulement

Les conditions générales d'écoulement sont commandées par la topographie : les bassins versants sont délimités par les lignes de crêtes, même peu prononcées, qu'il importe toujours de bien identifier. Les écoulements sont assurés par les axes drainant majeurs, naturels ou artificiels. Naturels, ils sont à ciel ouvert et toujours situés dans les talwegs ; artificiels ils peuvent être enterrés (canalisés), et suivre le cheminement du talweg ou s'en écarter un peu, mais ils peuvent aussi être à ciel ouvert et cheminer le long d'une pente (biefs de moulin, canaux, rigoles...). Enfin ces écoulements peuvent être pérennes (cas de la plupart des cours d'eau) ou non (ravines...).

En système karstique, les phénomènes de résurgences peuvent ajouter des apports provenant de bassins versants apparemment extérieurs.

A l'intérieur de ces bassins versants, la ville s'est développée dans des situations et des directions diverses, liées le plus souvent à ses fonctions historiques.

Les villes situées dans les vallées, à proximité des cours d'eau ou de la mer se sont développées par extension du tissu urbain vers l'amont du bassin versant. Il en est de même de celles qui sont nées autour d'un château résidentiel, dans une cuvette. A l'inverse, celles qui doivent leur origine à une position élevée (villes château-fort) se sont développées en descendant dans les vallées. D'autres s'étendent sur des zones parfaitement plates.

Ces différentes situations conditionnent les ruissellements contre lesquels il y a lieu de se protéger, ou dont il faut protéger l'aval.

2.2.2 L'évacuation des eaux de ruissellement

Les eaux recueillies dans le bassin versant par un sol couvert de terre végétale lors des précipitations commencent par imprégner celle-ci. Elles s'infiltrent ensuite à une vitesse qui dépend de la perméabilité. Le surplus ruisselle à la surface et rejoint le réseau hydrographique naturel ou artificiel.

Mais la « production » des eaux de ruissellement s'opère de façon [très variable](#) selon qu'il s'agit, par exemple, de secteurs plus ou moins urbanisés, de zones rurales ou de zones boisées. De manière générale, pour la plupart des événements pluvieux ordinaires (pluies faibles à moyennes), c'est l'imperméabilisation des sols, parce qu'elle empêche l'infiltration, qui entraîne l'importance du ruissellement. Les canalisations aménagées alors pour évacuer les eaux provoquent l'accélération de la concentration des débits.

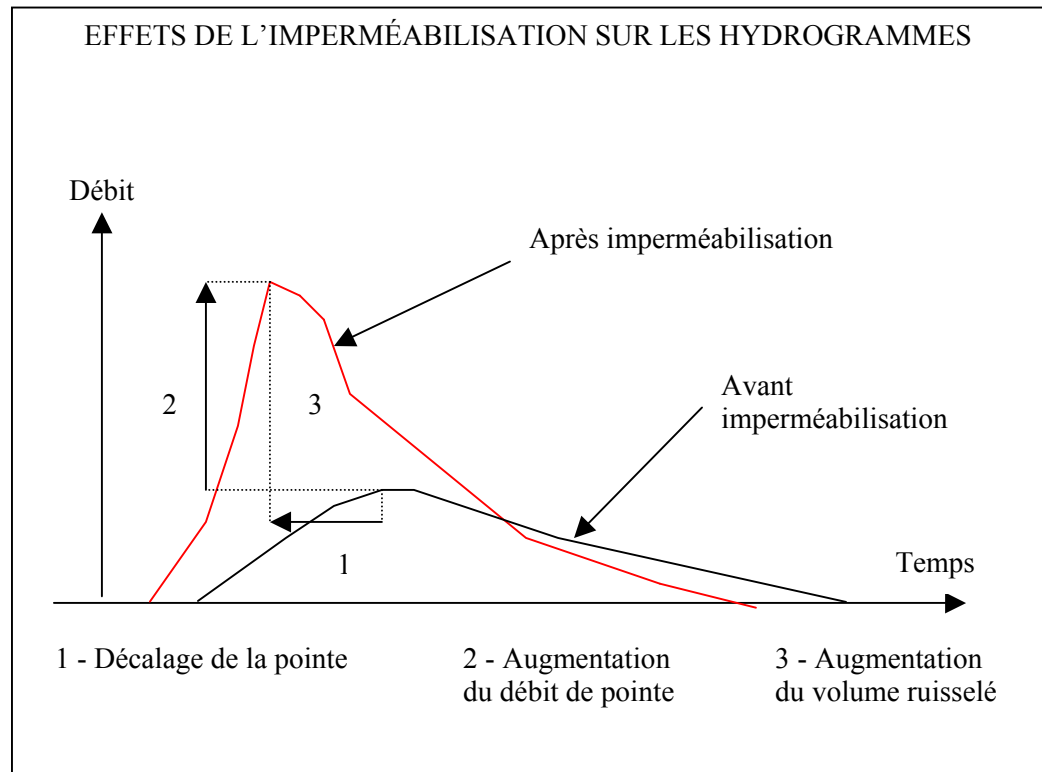


figure2: Effet de l'imperméabilisation sur les hydrogrammes

Ces débits sont beaucoup plus variables que ceux des eaux usées. Ils peuvent atteindre pour les pluies fortes des valeurs cent fois supérieures à ceux-ci.

Le coefficient d'imperméabilisation (rapport du total des surfaces imperméabilisées à la surface totale du bassin versant) se situe le plus souvent dans les valeurs suivantes :

Habitations très denses ; centres-villes ; parkings	0,8 à 1
Habitations denses ; zones industrielles et commerciales	0,6 à 0,8
Quartiers résidentiels (habitat collectif)	0,4 à 0,6
Quartiers résidentiels (habitat individuel)	0,2 à 0,4

Tableau 2.: Coefficients d'imperméabilisation

On obtient donc les débits les plus importants à l'aval des secteurs d'urbanisation dense, tels que les centres-villes ou les zones industrielles ou commerciales, équipées notamment de vastes parkings. L'importance de la voirie a aussi un impact direct sur le ruissellement (largeur des chaussées, parking, nœud de voies rapides...). Les secteurs résidentiels produisent des débits moins conséquents.

Les centres-villes se caractérisent par la continuité du bâti le long des rues, les îlots se fermant sur des cours intérieures ; il s'y trouve peu d'espaces verts. Dans ces zones, l'espace privé, consacré essentiellement au bâti, est très largement imperméabilisé. Les parties non imperméabilisées (espaces verts...) qu'il importe, du point de vue du ruissellement et de l'infiltration de maintenir en l'état, se trouvent donc surtout dans l'espace public. La gestion de l'espace public a donc ici un rôle essentiel.

Les quartiers résidentiels présentent souvent des maisons individuelles séparées les unes des autres, ou parfois accolées. Ici ce sont les espaces privés qui représentent

la plus grande partie des surfaces non imperméabilisées. C'est donc au travers des prescriptions des documents d'urbanisme que pourra être maîtrisée l'évolution de l'imperméabilisation.

Quant aux **zones non bâties** (terrains de sport ou de loisirs, exploitations agricoles...) elles produisent un débit de ruissellement beaucoup plus faible, qui peut toutefois [s'accroître](#) si l'on atteint la saturation des sols, soit lors de précipitations orageuses intenses, soit après une longue période pluvieuse. Il peut alors arriver, lors d'événements pluvieux exceptionnels, que les terrains non revêtus donnent lieu à des volumes ruisselés spécifiques (volume ruisselé par unité de surface) qui tendent vers ceux des sols imperméables.

Enfin, le réseau hydrographique naturel, situé à l'aval du bassin versant, voit son fonctionnement perturbé par l'évolution de ces volumes ruisselés. En effet, les cours d'eau ont été façonnés au cours des temps par les débits provenant des zones naturelles, qu'ils ont à faire transiter. Ils disposent en général d'un lit « mineur » qui assure le passage des débits les plus fréquents, et d'un lit « majeur », ou champ d'expansion des crues, qui permet d'assurer l'évacuation des débits exceptionnels. Mais cet équilibre se trouve dans bien des cas mis à mal par l'urbanisation.

2.2.3 Ruissellement naturel / ruissellement modifié (régulation des débits)

Si la ville peut souffrir des inondations qu'elle reçoit de l'amont, elle peut aussi être accusée d'augmenter les volumes d'eaux ruisselées et d'accentuer les risques encourus par les communes situées à l'aval. En effet, l'imperméabilisation des sols liée à l'urbanisation a limité l'infiltration et a accentué la concentration et la pointe des débits. Pour pallier ces problèmes on est amené à chercher des remèdes qui visent à ne pas aggraver les effets des écoulements des eaux de ruissellement à l'aval de l'urbanisation ou des aménagements, et ce, quels que soient les événements pluvieux. Ceci répond aux principes du code Civil (article 640) qui indique que les fonds supérieurs ne doivent pas aggraver les servitudes d'écoulement des fonds qui leur sont inférieurs :

« Les fonds inférieurs sont assujettis envers ceux qui sont plus élevés, à recevoir les eaux qui en découlent naturellement sans que la main de l'homme y ait contribué. Le propriétaire inférieur ne peut point élever de digue qui empêche cet écoulement. Le propriétaire supérieur ne peut rien faire qui aggrave la servitude du fonds inférieur »

Les [valeurs des débits](#) correspondants, assez variables, sont très difficiles à déterminer car on ne dispose pas en général des mesures nécessaires, d'autant plus qu'il faudrait les connaître pour les événements les plus exceptionnels. Il s'agit là d'une importante source de conflits entre l'amont et l'aval d'un même cours d'eau.

La solution doit être recherchée par la modélisation. Celle-ci pourra mettre en évidence l'intérêt de la régulation des débits, mais aussi ses limites (notamment géographiques : il n'est pas forcément utile de retenir les eaux de la partie aval d'un bassin versant). Ces débits pourront être limités, en tenant compte des capacités de l'exutoire, à une valeur qui pourra être exprimée en *litre par seconde par hectare* (l/s/ha). Cette valeur ne peut être fixée que dans le cadre d'une approche globale du bassin versant. Ce sera donc, selon les cas, par application d'un SAGE ou de tout autre document de planification de l'eau, ou au minimum par une concertation avec les services de police de l'eau qu'elle sera déterminée.

Mais on n'oubliera jamais qu'elle peut être dépassée lors d'un événement d'une intensité exceptionnelle, entraînant l'insuffisance des ouvrages de régulation.

2.2.4 Le risque « inondation »

Dans le sens commun, la notion d'inondation est étroitement associée à celle de **risque**. Il convient de rappeler la définition de celui-ci. D'un point de vue factuel, le risque est défini comme étant le produit d'un **aléa** par une **vulnérabilité**.

Dans le domaine de l'assainissement, l'aléa est le débordement soit du réseau d'assainissement, soit du système hydrographique ou des deux à la fois. La vulnérabilité est constituée par l'intérêt socio-économique des biens soumis à l'aléa (c'est-à-dire l'inondation). L'augmentation du risque peut être causée soit par une augmentation de l'ampleur de l'aléa, soit par une augmentation de la vulnérabilité (présence humaine en particulier) ou par une combinaison des deux.

Par ailleurs, on peut essayer de distinguer différentes formes d'inondations. Dans un souci de simplification on pourra distinguer les inondations liées :

- aux eaux de ruissellement issues de l'ensemble du bassin versant hydrographique naturel dans lequel se trouve implantée la ville. Il arrive parfois que des eaux issues de zones rurales soient raccordées au réseau d'assainissement, pouvant générer des dysfonctionnements importants. Plus généralement, les ruissellements sur les parties amont du bassin versant naturel vont provoquer une augmentation du niveau dans les cours d'eau. Lors de précipitations importantes, le réseau hydrographique naturel pourra être saturé, et déborder. Dans ce cas la ville est inondée par des eaux provenant de secteurs extérieurs aux zones urbanisées. Dans certains contextes (relief accidenté, vallées encaissées etc.), lors d'événements pluvieux exceptionnels ces ruissellements peuvent prendre un caractère torrentiel et une importance dramatique pour les populations concernées ;
- aux eaux de ruissellement issues des parties urbanisées du bassin versant. Il s'agit principalement des eaux ayant ruisselé sur les surfaces imperméabilisées. Dans la plupart des cas, elles sont collectées soit par un réseau d'eaux pluviales strictes soit par un réseau unitaire, qui en accélère la concentration, ou encore par le réseau hydrographique naturel lorsqu'il existe encore. Généralement, un excès de précipitations peut se traduire par une inondation due à la saturation du réseau : la ville s'inonde elle-même.

2.2.4.1 Aléa et occupation des sols

L'inondation résulte de la réception au sol d'une quantité d'eau supérieure à celle que les systèmes hydrographiques peuvent évacuer. Certains phénomènes sont susceptibles d'augmenter l'aléa. Pour un événement pluviométrique et un système hydrographique donnés, l'aléa pourra être aggravé par certaines caractéristiques du sol favorisant le ruissellement :

- en milieu rural, l'évolution des modes d'occupation des sols et des pratiques culturales peut être une cause déterminante d'augmentation de l'aléa dans le cas de précipitations de type orageux, caractérisées par leur forte intensité et leur faible étendue. Parfois cette évolution peut aller jusqu'à favoriser des coulées de boue. En revanche, les grandes inondations de plaine ne semblent pas influencées par ces modifications apportées aux sols ;
- en milieu urbain, le facteur d'augmentation de l'aléa est principalement l'imperméabilisation avec l'accélération du ruissellement et de la concentration des débits ; cela se traduit par une

augmentation de la fréquence de débordement des réseaux d'assainissement ;

- d'autres facteurs liés à l'aménagement influent sur l'aléa, tel que la réduction de la capacité hydraulique des cours d'eau du fait de leur endiguement, ou toute autre implantation dans le lit majeur (quand ce n'est pas dans le lit mineur !). C'est ce qui a justifié la création d'une nouvelle rubrique dans la nomenclature des ouvrages soumis à autorisation ou déclaration en application de la loi sur l'eau (décret du 13 février 2002 : rubrique 2.5.4 concernant les installations, ouvrages, digues ou remblais dans le lit majeur d'un cours d'eau).

2.2.4.2 Vulnérabilité et occupation des sols

L'augmentation de la vulnérabilité est la seconde cause d'accroissement du risque lié aux inondations. Celle-ci résulte de l'implantation humaine (habitations, activités) ou de biens de plus ou moins grande valeur socio-économique, dans les zones concernées par le risque inondation. Plus cette implantation est importante, plus importants seront les dommages, et le risque s'en trouve donc aggravé. A l'inverse, en l'absence de personnes ou de biens, les dommages causés sont faibles, le risque est donc réduit.

En fait l'évolution du tissu urbain au cours du temps s'est traduite, dans de très nombreux cas, à la fois par un accroissement de l'aléa et par une augmentation de la vulnérabilité. L'enjeu de l'aspect « assainissement » d'un projet d'urbanisme sera donc de stabiliser voire de réduire le risque par une action combinée sur ses deux composantes : aléa et vulnérabilité.

Mais la ville peut être soumise à un aléa provenant de parties amont du bassin versant situées sur d'autres communes et donc hors de sa compétence. Ces inondations sortent généralement de la problématique assainissement et relèvent plus de la prévention des catastrophes naturelles. Néanmoins il importe de bien les prendre en compte lors des réflexions et des études sur l'eau et l'urbanisme afin de réduire le plus possible la vulnérabilité de la ville.

L'urbanisation menée sans précaution particulière a de nombreux effets sur les inondations, tout en aggravant sa propre vulnérabilité. Dans bien des cas, on s'aperçoit que le lit majeur n'a pas été respecté, ce qui contraint les villes à souffrir périodiquement d'inondations plus ou moins dévastatrices du fait de :

- la **réduction des capacités de stockage** et d'épandage des volumes excédentaires (remblais des lits majeurs ou des dépressions naturelles) ;
- l'**augmentation des entraves aux écoulements de crue** (couverture des cours d'eau dans la ville, encombrement des sols ou du lit des cours d'eau, effets de coupure des remblais d'infrastructure, constructions réalisées dans le lit majeur...).

2.2.4.3 Ruissellements exceptionnels, inondations catastrophiques

Les ruissellements exceptionnels à l'origine de ces inondations catastrophiques présentent certaines caractéristiques qu'il convient de ne pas ignorer :

- un **transport solide** important (entraînement de boues, de branchages et feuilles mortes, de mobilier urbain, de véhicules dérivants...) aggravant les effets purement hydrauliques, et pouvant provoquer des embâcles ;
- des **effets de seuil** plus ou moins prévisibles (saturation brutale des sols, débordement ou ruptures d'ouvrages, libération des

*Face au risque, urbanisme
et assainissement
participent à une même
stratégie !*

embâcles...), qui conditionnent les mécanismes de propagation. L'analyse statistique des événements fait alors ressortir une relation non linéaire entre l'intensité des pluies et les débits à l'exutoire ;

- des phénomènes de **concentration des écoulements** liés à la configuration locale des lieux (canalisation dans les rues, engouffrement sous des ponts...) pouvant entraîner des rehaussements de lignes d'eau ou une accélération de l'écoulement.

Il est donc essentiel, dès lors que les abords d'un écoulement naturel (cours d'eau ou talweg) sont urbanisés, de chercher à définir ce qui se passera le jour où un événement exceptionnel entraînera l'insuffisance des ouvrages d'évacuation des eaux, et ceci en premier lieu dans le but de la sauvegarde de la vie humaine.



La Drome en crue (photo CCVD)

2.3 L'intervention organisatrice de la collectivité

Le rôle du maître d'ouvrage (collectivité locale) est déterminant puisqu'il est le principal acteur de la planification et du pouvoir réglementaire. Ceci est particulièrement vrai en matière d'urbanisme et d'assainissement, les deux domaines se trouvant d'ailleurs étroitement associés à un troisième : celui des risques.

En effet, le passage des situations courantes de temps de pluie aux événements exceptionnels se fait sans discontinuité. La variation est seulement quantitative mais elle nécessite une approche et un traitement spécifiques.

En matière d'urbanisme le maître d'ouvrage élabore les documents de planification urbaine, le cas échéant dans un cadre intercommunal, en intégrant les éléments portés à sa connaissance par le préfet.

En matière d'assainissement, en concertation avec la police de l'eau, il définit les orientations à prendre : assainissement collectif - non collectif, objectifs de réduction des flux polluants déversés (dans le respect de l'arrêté préfectoral), [maîtrise des pollutions](#) de temps sec et de temps de pluie, destination des boues d'épuration, choix du niveau de protection contre les inondations, etc.

2.3.1 Le développement de la ville et les projets d'aménagement

On peut distinguer les types de développement urbain que l'on rencontre selon qu'il s'agit de l'évolution de la zone urbaine ou bien de son extension.

Dans le cas de l'évolution, il peut s'agir de rénovation de quartiers anciens ou de réhabilitation de friches, qui font l'objet de procédures d'ensemble, ou simplement de la densification de zones urbaines permise dans le cadre des documents locaux d'urbanisme. *La ville se renouvelle sur elle-même.*

Dans le cas de l'extension, il s'agit le plus souvent soit de zones résidentielles ou encore de zones industrielles ou commerciales aménagées généralement selon une procédure de ZAC ou de lotissement, soit de zones de loisirs ou d'équipements (routiers par exemple) à maîtrise d'ouvrage publique la plupart du temps.

2.3.1.1 Renouveau de la ville sur elle-même

Si les opérations de rénovation urbaine ou de réhabilitation de friches peuvent en général bénéficier d'une infrastructure existante en matière de réseaux d'évacuation, il ne faut pas pour autant écarter les possibilités offertes par l'opération pour améliorer le fonctionnement et la sécurité générale du système d'assainissement, qui doit avoir déjà fait l'objet d'une [étude diagnostique](#).

La densification des zones urbaines raccordées aux réseaux d'évacuation entraîne inexorablement une augmentation des débits (évacués ou infiltrés). Si celle-ci est le plus souvent acceptable sur les eaux usées (ce dont il faut s'être assuré par le diagnostic du [fonctionnement par temps sec](#)), elle diminue régulièrement la sécurité des évacuations d'eaux pluviales. Or cette situation risque de passer inaperçue jusqu'à ce qu'un violent orage vienne rappeler, par les dégâts qu'il provoque, les limites des ouvrages existants. Il est donc indispensable que l'étude diagnostique amène à programmer les dispositions nécessaires.

2.3.1.2 Extension de l'urbanisation

Il s'agit dans ce cas de projets « neufs » où les nécessités de l'assainissement peuvent être analysées simultanément à l'élaboration de l'aménagement, ce qui permet de rechercher les [solutions optimales](#), tant du point de vue du fonctionnement et de la protection contre les risques que de celui de l'économie

des investissements. Dans le cas de maîtrise d'ouvrage privée, les procédures concernées prévoient une approbation de la collectivité ; celle-ci ne peut donc pas ignorer cet aspect du projet.

Par ailleurs, selon les cas, ce type de projet peut faire l'objet d'une procédure d'autorisation ou de déclaration au titre de la loi sur l'eau. Il est donc important de définir, dès l'élaboration du projet, quelle en sera l'incidence sur le milieu, afin de rechercher la meilleure intégration possible, et cela en relation avec les partenaires institutionnels (service chargé de la police de l'eau notamment).

Ces projets génèrent de nouveaux débits. Les eaux usées sont à collecter et à évacuer de manière séparative (sauf dans les zones destinées à l'assainissement non collectif où elles sont traitées sur place). Les eaux pluviales sont de préférence traitées de manière totalement indépendante des réseaux de l'agglomération existante si la topographie le permet. Dans tous les cas il y a lieu de rechercher et d'exploiter toutes les possibilités de limiter la concentration des débits rejetés dans le milieu naturel.

2.3.1.3 La mise en œuvre des documents d'urbanisme et leur incidence sur l'environnement

Il est donc indispensable que l'élaboration ou la révision des SCoT¹⁰, PLU¹¹, et carte communale soit appuyée sur une étude actualisée de l'assainissement qui permette de connaître le niveau de sécurité et d'évaluer les marges de manœuvre.

La connaissance préalable des opportunités existantes, tant en ce qui concerne l'assainissement que la prévention des risques d'inondation, permet d'avoir une première approche de la capacité de l'existant à accepter l'évolution de l'urbanisme par rapport au domaine hydraulique. Ensuite, et dans une démarche « intégrée », les réponses possibles aux besoins nouveaux nés de cette évolution et qu'il faut identifier doivent être envisagées simultanément à l'élaboration de ces documents locaux d'urbanisme, afin de s'assurer que les objectifs fondamentaux de l'assainissement seront atteints, en cohérence avec la politique à long terme de la collectivité et dans le respect de la réglementation.

De plus, sur le plan environnemental, seule cette démarche permet, pour ce qui concerne les milieux aquatiques, « **d'évaluer les incidences des orientations (ou des choix) de ces documents sur l'environnement et d'exposer la manière dont ils prennent en compte le souci de sa préservation et de sa mise en valeur** ». Or cette analyse doit apparaître dans le [rapport de présentation](#) des SCoT, PLU, et carte communale (articles [R 122-2](#), [R 123-2](#) et [R124-2](#) du code de l'urbanisme).

cf. « Ruissellement urbain et POS » Certu 1998
(Approche et prise en compte des risques)

¹⁰ Schéma de cohérence territoriale

¹¹ Plan local d'urbanisme

2.3.2 La prévention des inondations

Le premier aspect concerne les inondations qui peuvent se manifester sur le réseau hydrographique naturel : débordement des rivières ou de simples talwegs, coulées de boues... Il s'agit bien là de la prise en compte des éléments donnés par la topographie et l'hydrographie, éventuellement aggravés à l'amont par l'intervention humaine, telle que décrite au § [2.2.4.1](#) ci-dessus (imperméabilisation ou pratique culturelle).

Cette prévention est prioritaire dès l'élaboration de tout projet d'aménagement ou document d'urbanisme. Elle doit être rappelée lors de la conception de tout projet d'assainissement. Elle doit faire l'objet, en premier lieu, d'une politique à long terme qui tend à rendre inconstructibles toutes les parcelles situées dans les zones inondables connues.

Celles-ci peuvent être acquises par la collectivité et faire l'objet d'une valorisation en tant qu'espace public. Elles peuvent aussi être réglementées par l'application des Plans de Prévention des Risques (qui peut engendrer des contraintes fortes).

L'autre aspect des inondations concerne l'insuffisance des ouvrages prévus spécifiquement pour évacuer le ruissellement produit par l'agglomération elle-même. Cet aspect doit être systématiquement examiné, dans un double but : limiter les risques, mais aussi optimiser la dimension des ouvrages, et par là même en maîtriser les coûts. Il est en effet impossible à l'investisseur d'ignorer que certains ouvrages (les retenues par exemple), coûteux, consommateurs d'espace, sont destinés à ne servir à rien plus de 99 % du temps, d'où, parfois, une dangereuse tentation de les réduire arbitrairement en les estimant surdimensionnés.

D'autre part, les ouvrages enterrés, donc coûteux, présentent nécessairement une limite de capacité, au-delà de laquelle peuvent survenir, parfois de façon brutale, des inondations de surface. On a donc tout intérêt à limiter les débits collectés et évacués, mais aussi à gérer au mieux les ruissellements exceptionnels, c'est-à-dire ceux qui dépassent les capacités des ouvrages d'évacuation, par l'aménagement des espaces publics.

2.3.2.1 Au niveau du bassin versant

Avant de définir les ouvrages qui assureront l'évacuation des eaux des précipitations courantes, il est impératif d'examiner **comment les ruissellements produits par des événements exceptionnels pourront être évacués à moindre dommage.**

L'écoulement des flots exceptionnels dans la ville se fera en priorité par les cours d'eau existants, les talwegs naturels ou artificiels, aménagés éventuellement en espace public, les fossés etc. qui devront tous pouvoir fonctionner à plein débit, jusqu'à l'aval de l'agglomération, sans qu'aucun obstacle ne s'interpose, les abords permettant même un débordement de ces écoulements en évitant tout ce qui formerait goulot d'étranglement.

Il s'agit là d'une contrainte forte qui doit impérativement être examinée, au titre des risques, dès l'esquisse du **document local d'urbanisme** ou d'un projet d'aménagement, et servir de cadre au « projet » d'assainissement.

2.3.2.2 Au niveau de la voirie urbaine

Avant d'atteindre les exutoires principaux que sont les cours d'eau, le ruissellement se manifestera déjà sur la voirie. Il apparaît donc que les ouvrages d'évacuation des eaux pluviales seront composés, comme les cours d'eau, d'un « réseau mineur » pour les événements courants, **et d'un « réseau majeur » pour les événements plus rares.** Il est donc important de choisir dans la mesure du possible quelles voies seront les plus sollicitées lors des événements exceptionnels, et de s'assurer

Des exemples sont donnés dans l'ouvrage : « Valoriser les zones inondables dans l'aménagement urbain » publié par le Certu en 1999.

que leurs caractéristiques, leur profil en long notamment, sont adaptées à cette fonction. Dans cette circonstance, le flot, dont la hauteur et la vitesse deviennent très périlleuses pour un homme à pied, risque alors d'emporter des véhicules ou du mobilier urbain, ce qui peut accroître la formation d'embâcles et les risques qui s'ensuivent. L'étude de la disposition du stationnement et sa réglementation peuvent aider à minimiser ce risque.

2.3.3 La politique générale de management de l'assainissement et son interférence avec l'urbanisme

Nous examinons maintenant les choix essentiels qui doivent être faits sur le plan de l'assainissement, en liaison avec l'urbanisme, pour répondre aux différents objectifs exposés ci-dessus.

2.3.3.1 Eaux usées

En premier lieu **le mode d'assainissement des eaux usées (collectif ou non collectif) doit être défini**, soit par simple application des textes : les « agglomérations » de plus de 2000 habitants doivent être équipées d'un système de collecte (CGCT article [R 2224-11](#)), soit par la délimitation des zones d'assainissement collectif et des zones d'assainissement non collectif que la commune doit faire en application de l'article [L 2224-10](#) du CGCT. Cette délimitation est nécessairement faite en harmonie avec l'urbanisation existante et prévue, notamment pour tenir compte de l'aspect économique de la décision. En effet, selon l'article R 2224-7 du CGCT, les parties du territoire d'une commune où l'installation d'un réseau de collecte ne se justifie pas « *soit parce qu'elle ne présente pas d'intérêt pour l'environnement, soit parce que son coût serait excessif* », « *peuvent être placées en zone d'assainissement non collectif* ». A cette motivation économique s'ajoute l'avantage pour un assainissement non collectif bien conçu et bien entretenu de ne pas générer de pollution résiduelle dans le milieu aquatique.

Il faut noter à ce sujet que, si la procédure de délimitation des zones est indépendante de celle de l'établissement ou de la révision d'un PLU ou d'une carte communale, il n'y a que des avantages à procéder simultanément (d'autant que la procédure d'enquête publique est identique).

Il convient en effet de comparer, lors de l'étude préalable au zonage d'assainissement, le coût (hors subventions) du collectif et du non collectif. Or cette comparaison est influencée essentiellement par le type et la densité de l'occupation des sols.

En première approximation, et hors difficultés particulières, on peut s'attendre à un coût à peu près voisin lorsque le collecteur recueillerait le branchement d'une habitation tous les trente mètres environ. Cette situation peut correspondre à un lotissement dont les parcelles (situées de part et d'autre du collecteur) ont une superficie de l'ordre de 2 500 m². Naturellement ceci n'est pas le seul critère de choix de l'assainissement non collectif, puisque interviennent aussi les aspects géologiques, la pédologie, l'hydrogéologie...

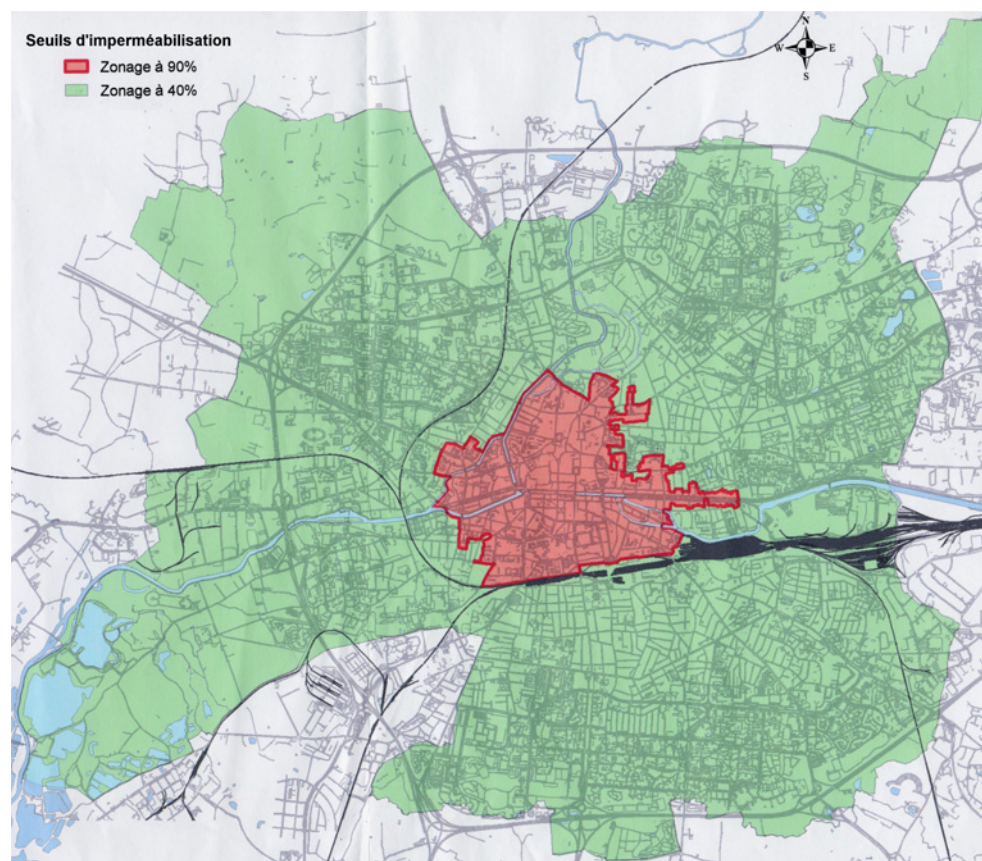
Lorsque l'assainissement est prévu selon le mode collectif, les études primitives (diagnostic, schéma directeur...) définissent la nature du réseau la mieux adaptée à la maîtrise des rejets polluants dans des conditions économiques acceptables.

Ces zonages peuvent être modifiés et évoluer dans le temps. On comprend aisément toutefois l'intérêt qu'il y aura à pérenniser les choix.

2.3.3.2 Eaux de ruissellement

Il s'agit essentiellement du ruissellement produit par les pluies sur les surfaces imperméabilisées, voire sur les surfaces non imperméables mais saturées par une pluviométrie de grande ampleur, et que l'on cherche traditionnellement à évacuer par les collecteurs.

Le premier principe sera de limiter au strict nécessaire l'imperméabilisation des sols, en appliquant si besoin est le § 3 de l'article [L 2224-10](#) du CGCT.



*figure3: Exemple de zonage limitant l'imperméabilisation sur le territoire de la ville de Rennes (Ville de Rennes, DAU études réseaux, mai 2003)
(voir aussi : Alain Prenveille, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°224 Janv. Fév.2000)*

Des prescriptions spécifiques peuvent être incluses dans les règlements de PLU ou de lotissement, pour limiter l'imperméabilisation des parcelles (article R 123.9 du code de l'urbanisme : 9° emprise au sol des constructions ; 13° espaces libres, aires de jeux et de loisirs, et plantations).

Le deuxième principe sera d'éviter de concentrer les rejets dans les collecteurs, mais au contraire de rechercher toute autre solution de proximité : réutilisation, dispersion en surface en favorisant l'infiltration, ou ruissellement dans un réseau hydrographique à ciel ouvert... ; le stockage préalable pouvant être utilisé dans tous les cas.

En effet, la concentration génère rapidement des débits très importants qui, d'une part, nécessitent des ouvrages d'évacuation de grande dimension, donc onéreux, et d'autre part peuvent provoquer des chocs de pollution dans le milieu récepteur. Cela est vrai pour tous les types de réseaux (unitaires ou pluviaux, sans oublier le réseau séparatif « eaux usées » ou les eaux de pluie n'ont rien à faire).

La réutilisation des eaux pluviales, stockées, peut s'envisager pour certains usages extérieurs (lavages, arrosage), voire intérieurs sous réserve du respect des impératifs de santé.

Favoriser l'infiltration, qui se fait dans une couche de sols non saturée, cela amène à limiter l'emploi de revêtements de sol imperméables, en préférant les surfaces engazonnées, ou les surfaces poreuses (pavés drainants ou enrobés poreux), ou encore en dirigeant les eaux vers des noues, des tranchées drainantes...



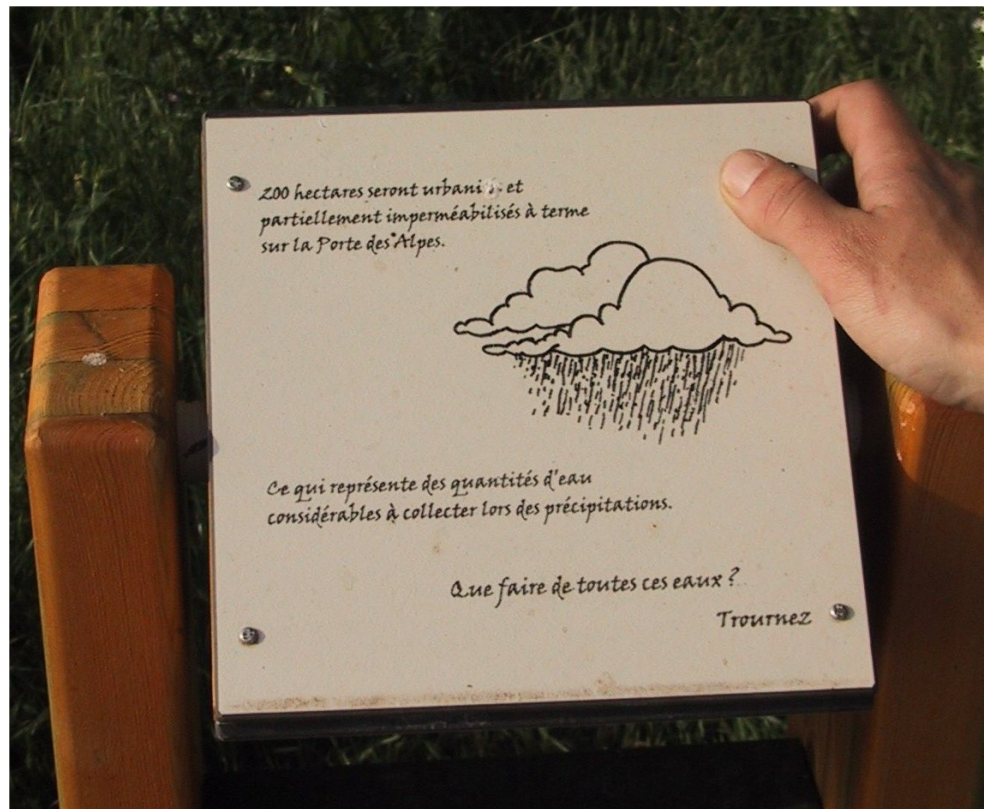
Revêtement perméable dans la région de Bordeaux (photo JD Balades CETE SO)

Pratiquée aux abords immédiats des surfaces imperméabilisées élémentaires, [l'infiltration](#) suffira dans la plupart des cas, du fait de la dispersion, à assurer une protection efficace des nappes sans pour autant entraîner une pollution des sols compte tenu de la faiblesse des teneurs dans les eaux pluviales strictes. Même les pollutions accidentelles, lorsque l'infiltration se fait sur une surface horizontale comme un bassin ou une tranchée, peuvent être stoppées par les premiers centimètres d'épaisseur du sol (sauf substances dissoutes), ce qui permet un curage facile. Dans certains cas cependant, le souci de protection soit du milieu récepteur, soit des [ouvrages](#) eux-mêmes (puits d'infiltration) nécessitera des dispositions spécifiques.

On cherchera donc toujours à restituer ces eaux pluviales au milieu naturel au plus près de leurs lieux de production et le plus ponctuellement possible, afin de favoriser la dispersion.

Dans ce but, la commune réalise la délimitation des zones où la maîtrise des eaux pluviales et de ruissellement doit être organisée, conformément à [l'article L 2224-10](#) du CGCT. De leur côté, les services en charge de la police de l'eau peuvent établir des règles de compensation à l'imperméabilisation des sols, adaptées à la situation locale.

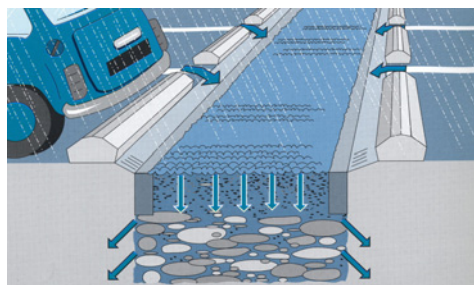
L'aménageur ne doit donc plus se poser la question : « dans quel tuyau vais-je envoyer ces eaux pluviales ? », mais : « que vais-je faire des eaux qui tombent sur cette surface ? ».



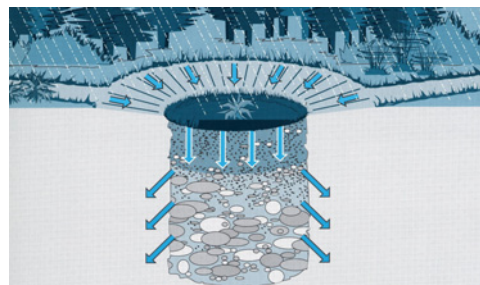
Panneau informatif - Parc technologique de la porte des Alpes; Lyon (photo GRAIE)

Il dispose alors d'un panel de techniques qui lui permettent d'assurer cette maîtrise du ruissellement :

Les chaussées poreuses, les tranchées, les noues, les puits ou bassins sont des techniques qui favorisent toutes l'infiltration.



Tranchée d'infiltration



Puits d'infiltration

(« Mieux gérer les eaux pluviales » Région Rhône-Alpes, 1994)

cf. « Techniques alternatives en assainissement pluvial » Tec § Doc Lavoisier 1994 et « Techniques alternatives aux réseaux d'assainissement pluvial » Certu 1998

La rétention en toitures terrasses, les bassins secs (qui se vidangent entièrement) ou en eau (plan d'eau permanent à niveau variable), mais aussi les chaussées à structure réservoir et les noues permettent de retenir momentanément l'eau avant de la restituer à débit régulé soit en infiltration, soit dans un réseau de collecte à ciel ouvert, ou si nécessaire, enterré et qui sera réalisé selon un schéma le plus indépendant possible de celui des eaux usées, afin d'écartier les risques d'erreur de branchement.



Exemple de noue en Seine-Maritime (photo F. Dégardin Certu)

Mais les ouvrages d'évacuation ont toujours, par conception, une capacité limitée, alors que l'éventail des pluies est très ouvert quant à leurs caractéristiques, et que les objectifs prioritaires ne sont pas les mêmes pour tous les types d'événements : d'un objectif de commodité et de préservation du milieu naturel pour les petites pluies, on passe à un objectif de sauvegarde de la vie humaine pour les événements les plus violents et les plus rares.

Une réponse à cette problématique consiste à hiérarchiser les objectifs et à définir des niveaux de service qui s'appliquent autant au système d'assainissement (toujours plus ou moins unitaire) qu'aux ouvrages destinés aux seules eaux pluviales (cf. également : [6.2.3.1](#)) :

2.3.3.3 Définition des niveaux de service :

2.3.3.3.1 Pluies faibles : NIVEAU 1

L'objectif est le maintien de la qualité des rejets (pas de fonctionnement des surverses du réseau). Les eaux pluviales peuvent être recueillies en premier lieu dans des ouvrages permettant leur réutilisation (sous réserve d'un usage compatible avec la santé). Les noues, les tranchées drainantes, les chaussées réservoirs, les fossés suffisent à en assurer l'évacuation.

2.3.3.3.2 Pluies moyennes : NIVEAU 2

Le système d'assainissement doit continuer à fonctionner sans débordement. Les surverses fonctionnent. L'impact sur le milieu récepteur reste limité et contrôlé.

Les noues, tranchées drainantes, chaussées réservoirs, fossés, complétés de puits ou bassins d'infiltration sont encore suffisants. Des petits ouvrages de retenue comme les toitures terrasses peuvent être interposés.

Il s'agit donc, pour les niveaux 1 et 2, d'un « **réseau mineur** »

2.3.3.3.3 Pluies fortes : NIVEAU 3

Les débordements localisés du système sont acceptés, de même qu'une détérioration sensible de la qualité du milieu récepteur. La priorité est au risque inondation.

Les eaux pluviales excédant les capacités des ouvrages énumérés ci-dessus, sont acheminées vers les espaces publics tels que la voirie ou les espaces collectifs, qui, par leur localisation spatiale, leur orientation, leur fonction même et leur équipement de surface, peuvent aider à stocker ou à évacuer ces eaux vers des ouvrages d'infiltration ou vers les cours d'eau, et jouer ainsi un rôle de « [réseau majeur](#) ».

2.3.3.3.4 Pluies exceptionnelles : NIVEAU 4

Les débordements se généralisent, les objectifs sur la qualité du milieu sont abandonnés. **La seule priorité est d'éviter la mise en péril des personnes.**

Il s'agit là d'une situation de catastrophe naturelle, pour laquelle on aura prévu dès l'esquisse des projets d'urbanisme ou d'aménagement, les possibilités d'évacuation des flots à moindre dommage, tels que nous l'avons décrit au § [2.3.2](#) ci-dessus.

Ces écoulements empruntent le « réseau majeur » aménagé pour le niveau 3, et détaillé ci-après, mais dépassent les seuils de sécurité qui lui sont associés, et entraînent des dégâts matériels (inondation des sous-sols s'il y en a, voire des rez-de-chaussée). Tout est fait pour limiter le risque de formation d'embâcles.

2.3.3.4 Les aménagements du « réseau majeur »

En organisant leur répartition spatiale, et en adaptant leur conception, les espaces publics peuvent jouer un rôle déterminant dans les mécanismes de stockage, accélération ou ralentissement des écoulements. Il faut inonder là où l'on peut aménager les lieux pour mieux prévenir les effets des inondations là où elles ne sont pas souhaitables.

De nombreux espaces publics tels que placettes, parkings, terrains de jeux peuvent être utilisés pour stocker des volumes excédentaires pendant une courte durée. Les ouvrages ainsi conçus ont une fonction « assainissement » rarement utilisée, et une fonction « espace de vie » quasi permanente. Cette double fonction doit être recherchée comme une garantie de la pérennité de l'ouvrage et de son bon entretien. On veillera à choisir une fréquence de submersion adaptée à l'usage : de

l'ordre de une fois par an pour un début de submersion, pour des terrains de jeux ou de sport paraît acceptable en première approche.



Terrain de jeux permettant le stockage des eaux (photo GRAIE)

La hauteur maximale de submersion doit être parfaitement maîtrisée, pour raison de sécurité, par l'aménagement des seuils nécessaires et l'organisation de l'évacuation des trop-pleins.

L'entretien à effectuer après épisodes pluvieux ne doit pas être ignoré, et les interventions nécessaires sont à prévoir. On s'efforcera toutefois d'en limiter l'importance par le choix des apports stockés (par exemple les eaux de toiture, qui n'entraînent pas de dépôts solides) ou les dispositions constructives (décantation préalable, dégrillage...).

Pour permettre à l'eau d'atteindre ces espaces publics, **on peut être amené à utiliser certaines voiries pour guider les écoulements** (celles qui auront été repérées pour assurer l'évacuation des eaux lors d'événements exceptionnels, cf. ci-dessus [2.3.2.2](#)). Il importe donc d'effectuer une hiérarchie des voies afin de favoriser l'utilisation de celles dont le rôle n'est pas prioritaire pour l'usage urbain (circulation, commerces...). On s'assure que le profil en long permet bien l'écoulement, et l'on veille à ce que la vitesse et la hauteur de la lame d'eau ne présentent pas de risques particuliers pour les piétons qui seraient amenés à s'y aventurer (une vitesse de 1 m/s et une hauteur de 10 cm paraissent acceptables). Un profil en travers en « V » avec caniveau central permet de concentrer les écoulements dans l'axe de la voie.

La **question des sous-sols** doit être examinée dès les premières esquisses du projet d'urbanisme. Il y a lieu de décider s'il doit y avoir des sous-sols ou non. S'il y en a, et s'ils sont raccordés à un réseau, toutes les dispositions doivent être prises pour s'opposer à tout reflux d'eau en cas de mise en charge du collecteur. Cette obligation doit être précisée dans la réglementation (PLU, Règlement sanitaire

départemental ou Règlement du service d'assainissement). En effet, si la collectivité est tenue d'éviter toute inondation des riverains par le ruissellement superficiel provenant des voies publiques, l'obligation faite à ceux-ci de se prémunir contre le refoulement éventuel de canalisations enterrées doit être explicite (pour les immeubles de toute nature).

La **protection des entrées** des immeubles et commerces doit faire l'objet d'une étude fine pour les voies où l'on envisage de favoriser le ruissellement superficiel. En principe, l'intersection des façades et du trottoir doit constituer une génératrice rectiligne. Tant que le niveau du ruissellement ne dépasse pas cette génératrice, il n'y a pas d'incidences sur les propriétés riveraines.

Dès que ce risque apparaît, il faut y prêter attention : on compare le niveau des seuils à celui de la chaussée. Une ou deux marches apportent une bonne sécurité (mais l'accessibilité aux personnes à mobilité réduite complique cette disposition). Il est plus difficile de protéger l'entrée des garages en sous-sols de ces ruissellements superficiels, ce qui souligne l'importance des choix à faire dès la conception de l'aménagement.

En outre si le **revêtement de la chaussée** ou des trottoirs est réalisé en matériau bitumineux, il sera susceptible d'être rechargé, ce qu'il faut prévoir. Une chaussée dallée ou pavée ne présentera pas cet inconvénient.

On s'assure enfin que ces écoulements parviendront bien à l'exutoire sans rencontrer d'étranglements ou d'obstacle incontournable.

Il s'agit donc d'une conception de l'assainissement qui n'est pas indépendante de celle de l'urbanisme, ni de celle du gestionnaire de la voirie. Au contraire, la maîtrise du ruissellement pluvial devient une composante structurante de l'aménagement de l'espace, la topographie jouant un rôle essentiel dans la hiérarchisation des surfaces. La mise en place de ce type de solutions dans les parties denses des villes déjà très développées risque d'être longue et délicate du fait des choix d'urbanisation précédemment effectués. En revanche, leur utilisation peut être systématique dans les zones périphériques des agglomérations et dans les projets de restructuration de quartiers.

*cf. « Organiser les espaces publics pour maîtriser le ruissellement urbain »
Certu 2000*

2.3.3.5 Choix des niveaux de protection

Tous les ouvrages d'infiltration, de retenue, de régulation ou de transport sont donc insuffisants au-delà de certains événements pluvieux dont on a déterminé la fréquence (et qui n'est en fait pas identique à la fréquence de saturation des capacités de l'ouvrage, cf. [6.2.3.2](#)). L'habitude a été prise dans le passé de dimensionner les ouvrages courants pour la fréquence décennale. Il s'agit de la pluie correspondant aux dimensions du bassin versant (donc d'une durée déterminée correspondant au temps de concentration de l'ensemble des eaux qui ruissellent sur ce bassin), et susceptible de se produire statistiquement tous les dix ans. Pour les canalisations, l'instruction technique de 1977 suggérait de se limiter à 2 ou 5 ans pour les zones situées en amont des réseaux, et au contraire de choisir 20 ou 50 ans pour les quartiers très urbanisés et sans relief.

Naturellement, les événements pluvieux plus intenses, et plus rares, vont provoquer l'insuffisance des ouvrages. La fréquence de retour des désordres qui vont résulter de cette insuffisance peut être plus faible (plus rare) que la fréquence de l'événement qui la provoque. C'est le cas pour les collecteurs qui ont été calculés pour fonctionner sans mise en charge : leur mise en charge présente une sécurité retardant la submersion des sols.

Il convient donc de se préoccuper, d'une part, de la fréquence de retour de l'insuffisance des ouvrages courants (noues, tranchées drainantes, fossés, puits, retenues, voirie publique, collecteurs...), d'autre part de la fréquence de retour des débordements jugés exceptionnels.

Le niveau de protection choisi ne doit pas être considéré comme une limite à l'intérieur de laquelle le projet d'assainissement sera étudié. Au contraire, il s'agit de seuils échelonnés entre les différents modes d'évacuation des eaux de pluie, et donc entre les niveaux de service décrits ci-dessus (si l'on applique strictement les 4 niveaux de service, il y aura donc 3 seuils à déterminer).

La norme européenne NF EN 752-2, relative aux réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments, propose en son article 6 des prescriptions de performances à atteindre, notamment en terme de fréquences d'inondation :

Lieu	Fréquence d'inondation
<i>Zones rurales</i>	<i>1 tous les 10 ans</i>
<i>Zones résidentielles</i>	<i>1 tous les 20 ans</i>
<i>Centres-villes</i> <i>Zones industrielles ou commerciales</i> <i>- risque d'inondation vérifié</i> <i>- risque d'inondation non vérifié</i>	<i>1 tous les 30 ans</i>
<i>Passages souterrains routiers ou ferrés</i>	<i>1 tous les 50 ans</i>

Tableau 3.: Fréquences d'inondation

Remarque : la fréquence d'inondation indiquée par la norme serait donc le seuil séparant le niveau 3 du niveau 4, c'est-à-dire celui au-delà duquel on quitte le domaine de l'assainissement pour entrer dans celui des risques majeurs.

Cette norme s'applique tel que précisé au [§ 1.1.2](#). Son introduction dans les Marchés publics est prévue par l'article 6 du CMP. Le maître d'ouvrage a toute latitude pour en préciser son application, voire édicter des prescriptions différentes.

2.4 L'élaboration d'une stratégie intégrée d'assainissement pour la ville

On a vu ci-dessus comment à la différence de l'approche « hydraulique », l'approche « intégrée », nécessaire pour répondre aux impératifs d'économie et de lutte contre les pollutions, impliquait une élaboration simultanée de la planification urbaine et des choix de principe d'une part, des projets d'aménagement et de leurs ouvrages d'assainissement d'autre part. Et cela dans le cadre de [niveaux de service](#) dont les seuils, correspondant à des fréquences de retour d'événements, sont à définir en accord avec l'autorité responsable de la collectivité. Il s'agit donc d'établir un **cadre de référence pour la ville**, qui implique l'utilisation de l'approche intégrée pour réaliser les extensions.

C'est donc **une véritable stratégie locale qu'il s'agit de définir pour l'assainissement, en harmonie avec l'évolution de l'urbanisme.**

A ce stade il convient d'insister sur l'importance de la **préparation de la décision**. En effet, pour obtenir une adhésion de l'autorité à un processus d'élaboration, et à un *modèle « intégré » qui déstabilise les conditions traditionnelles de la décision politique*, il importe que les options, avec leurs limites, soient clairement définies. Tout ce qui pourrait apporter une dilution des responsabilités doit être soigneusement évité. Parallèlement les avantages, en particulier sur le plan économique doivent être clairement explicités.

Nous exposons ci-dessous les principes essentiels de la démarche, qui seront utilisés aussi bien pour établir le cadre de référence que pour les projets d'extension.

2.4.1 L'équipe d'élaboration du programme

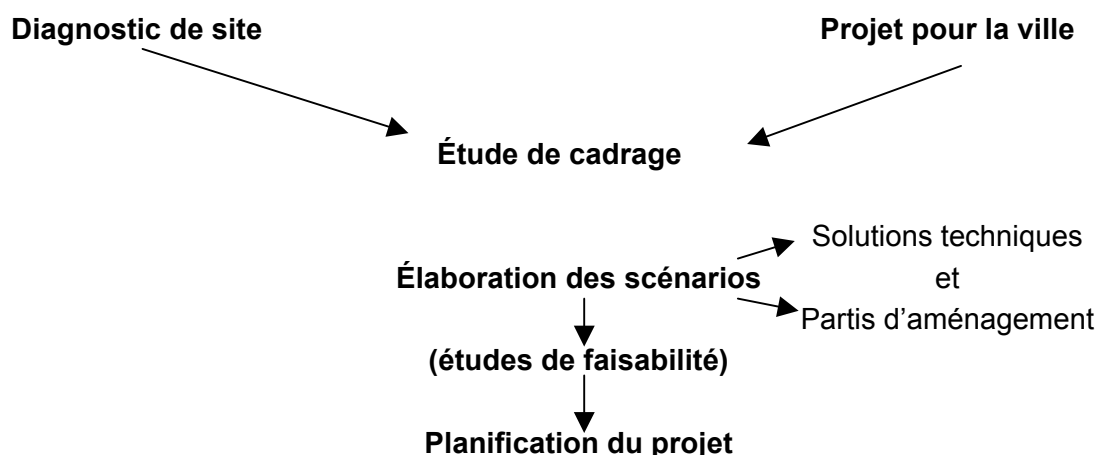
Tous les acteurs de l'aménagement sont concernés. Ils doivent être impliqués et accepter de croiser des éléments qui ne sont pas propres à l'assainissement, mais qui permettront de faire de bons choix techniques. Au niveau du projet, c'est leur démarche participative et la considération de tous les aspects relatifs au site (aspects réglementaires, économiques, urbanistiques, paysagers, sanitaires, politiques et culturels) qui font de cette approche une « approche intégrée ».

2.4.2 L'approche

Elle se déroule en trois étapes :

- 1 - le diagnostic de site ;
- 2 - l'étude de cadrage ;
- 3 - le scénario d'assainissement.

Cf. « Risques et réseaux techniques urbains »
(§V. 2) Certu 1998



2.4.3 Le diagnostic de site

Il doit mettre en évidence les contraintes et les potentialités du site, puis les analyser et les hiérarchiser. Il est mené à l'échelle du bassin versant. Un groupe de travail est constitué pour l'établir.

Il comprend :

- une **analyse du site** qui recense les [critères liés au milieu physique](#) et dans laquelle on s'attache notamment à évaluer la vulnérabilité sur le plan des inondations, ainsi que la sensibilité du milieu récepteur à l'aménagement et aux rejets urbains. Elle recense aussi les [critères liés à l'activité humaine](#) (urbanisation, usages de l'eau, activités...);
- un **diagnostic urbain**, qui cherche à appréhender les rapports que la population entretient avec [l'eau dans la ville](#) ;
- le **diagnostic du système d'assainissement** existant qui doit être réalisé auparavant, et qui permet de connaître le degré de satisfaction des besoins essentiels de la ville, ses insuffisances auxquelles il faudra remédier, ainsi que ses potentialités, qui pourront être utilisées.

De nombreux éléments peuvent être trouvés auprès des services qui disposent des principaux documents auxquels on doit se rapporter :

- les schémas directeurs : urbanisme ([SCoT](#)), eau ([SDAGE](#), [SAGE](#))... ;
- la carte départementale [d'objectifs de qualité](#) des cours d'eau ;
- les [servitudes](#) éventuelles (PPR, périmètres de protection de captage...);
- la [carte d'agglomération](#) et l'arrêté préfectoral fixant les [objectifs de réduction](#) des flux de substances polluantes ;
- les documents locaux d'urbanisme déjà établis (POS ou [PLU](#), [Carte communale](#)) ;
- les « porter à connaissance » adressés au préalable par le préfet à l'autorité chargée de l'élaboration d'un document local d'urbanisme;
- la carte du [zonage d'assainissement](#) ;

- le [programme d'assainissement](#) de la collectivité s'il existe déjà ;
- les diverses documentations techniques éditées par les services : DDASS, DDE , DDAF, DRIRE , DIREN , SN, Agence de l'eau, IGN, BRGM, Météo France, les services techniques des collectivités, les concessionnaires, l'Université, les associations locales...

Selon le type de données cherchées, l'échelle d'approche sera plus ou moins étendue :

Les **données climatiques** sont fournies par le centre météorologique départemental, ou, le cas échéant, par un poste d'observation local. En effet la précision des résultats des études hydrologiques sera fonction de la bonne représentativité des données pluviométriques utilisées (cf. [chapitre 7 : Météorologie](#)).

Les données concernant les **bassins hydrologiques** correspondent à des échelles « emboîtées » :

- les données générales concernent le bassin d'un fleuve, ou de son affluent, ou encore un aquifère plus ou moins vaste (SDAGE, SAGE...);
- les données locales concernent le bassin versant dans lequel se trouve situé la commune ou le projet (carte topographique représentant le relief et l'hydrographie, carte d'objectifs de qualité, PPR inondations, carte géologique, carte d'agglomération, programme d'assainissement s'il a été préalablement établi...);
- les données ponctuelles dans le cas d'un projet particulier. Elles doivent être très complètes et très précises et sont limitées au site du projet ou ses abords immédiats (relief et hydrographie, PPR inondations, zonage d'assainissement, données pédologiques...).

Les données concernant l'**urbanisme** s'échelonnent de manière comparable, entre le Schéma de Cohérence Territoriale, le PLU ou la Carte communale s'ils sont déjà établis, le quartier, le site de l'opération d'aménagement...

Il en est de même pour ce qui concerne l'**environnement et les usages** : les sites classés, la protection des nappes et des captages, les milieux sensibles (arrêtés de biotope, ZNIEFF, zones humides...), les zones vulnérables à protéger (lieux publics, baignades, zones d'activité), les servitudes directes...

Enfin le niveau d'approche **administratif** se superpose aux précédents avec lesquels il ne coïncide pas : le territoire concerné est celui de la (ou des) collectivité (communale ou intercommunale) responsable de l'assainissement : EU collectif (carte d'agglomération), EU non collectif (zonage). Dans le cas de l'intercommunalité la [compétence](#) en matière d'eaux de ruissellement, si elle n'a pas été transférée, reste du ressort des communes.

Ce recueil recense objectivement les différentes caractéristiques du bassin versant. La représentation graphique de ces multiples données en permettra une appréhension globale et pertinente. Les différents partenaires du groupe de travail s'accordent pour **hiérarchiser ces critères** et en déduire une série de recommandations qui seront prises en compte dans l'étape suivante : l'étude de cadrage.

2.4.4 L'étude de cadrage

Elle a pour objet d'examiner l'interaction de [l'urbanisation existante](#) d'une part, de son [évolution](#) et des extensions envisagées, d'autre part, avec le système [hydrographique](#) du bassin versant, le [système d'assainissement](#) et le [milieu récepteur](#).

Elle se déroule en deux étapes :

Dans un premier temps, les données issues du diagnostic de site sont ramenées à **l'échelle de la ville** (ou du projet). Cette focalisation permet de préciser les critères apparus comme prépondérants lors du diagnostic. Des études supplémentaires sont menées à l'échelle du périmètre d'études, pour confirmer le diagnostic dans le détail. On étudie plus précisément :

- la [topographie](#) ;
- l'[hydrologie](#) : venues d'eau à l'amont du projet, écoulement, nappes... ;
- la pédologie : capacités de rétention des sols, [possibilités d'infiltration](#) ;
- le [contexte urbain](#) : voirie, réseaux existants, parkings souterrains... ;
- l'[hydraulique](#) : on calcule le volume et les débits qui doivent être pris en compte, les modes [d'écoulement actuels](#) ;
- la géotechnique : des sondages de reconnaissance permettent d'évaluer les difficultés qu'on rencontrera pour réaliser des ouvrages souterrains.

Dans un second temps, ces données sont croisées avec **les exigences propres des projets d'évolution ou d'extension**, afin de dégager toutes les opportunités, ou au contraire de déceler les objectifs qui seraient incompatibles. Ces exigences peuvent être liées :

- à la vocation des différentes zones (habitat, zone commerciale...), permettant d'appréhender notamment la quantité et la nature de la [pollution susceptible d'être véhiculée par le ruissellement](#) ;
- au type d'aménagement projeté : bâtiments, espaces piéton, voirie... ;
- à la [taille des parcelles](#) dans les zones d'habitat individuel ;
- au pourcentage d'espaces verts publics ou [privés](#) ;
- à la population résidente : attrait pour un [aménagement de qualité](#), sensibilité particulière au risque d'inondation ;
- au coût de l'opération ;
- à l'[usage prévu](#) ou prévisible des aménagements ou des espaces publics.

L'enjeu de cette phase est de parvenir au cadrage des objectifs par une **conciliation permanente entre les différents porteurs d'enjeux**. La confrontation des points de vue aboutira à un diagnostic partagé, à des objectifs débattus et intégrés, au « [pré programme](#) » d'assainissement.

2.4.5 Le choix du scénario d'aménagement et des techniques d'assainissement

Le croisement de l'ensemble des données, la démarche des différents acteurs permettent d'envisager une ou plusieurs réponses possibles aux besoins identifiés en matière d'assainissement, à la politique à long terme, au management du

système d'assainissement, au choix des ouvrages nouveaux, ces réponses impliquant plus ou moins de contraintes pour l'évolution ou l'extension de l'urbanisation. En particulier on est amené à rechercher, on l'a vu plus haut, toute adaptation des aménagements permettant :

- de [limiter la production](#) des eaux de ruissellement ;
- de [stocker](#) sur place le maximum de ces eaux ;
- d'utiliser le [ruissellement](#) superficiel ;
- de [ne pas présenter d'obstacles](#) aux écoulements superficiels en cas d'insuffisance des ouvrages d'évacuation.

Un premier schéma d'ensemble peut être esquissé. Chacun des acteurs de l'équipe de conception opère alors (et en même temps) selon la boucle suivante :

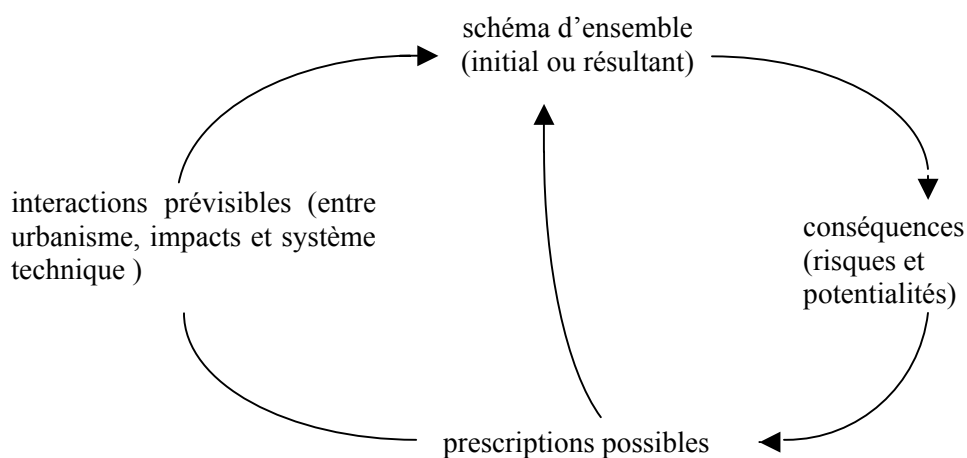


figure4: Élaboration d'un scénario

On opère par scénarios et simulations. Les éléments spatiaux, fonctionnels, techniques, économiques peuvent évoluer tout à la fois, en fonction de l'économie ou des usages attendus.

Après avoir écarté les solutions d'assainissement que l'on ne peut pas mettre en œuvre, **plusieurs scénarios** peuvent s'offrir à la collectivité. Ces scénarios peuvent comprendre différentes sortes de mesures :

- physiques, en ce qui concerne le [système d'assainissement](#) existant ou à étendre, mais aussi les adaptations de [l'aménagement urbain](#), de la voirie, des projets d'extension...
- opérationnelles, concernant l'organisation de la [gestion du service](#), de l'entretien des ouvrages, mais aussi de l'entretien de la voirie ou des espaces verts...
- planificatrices, avec en premier lieu les différents [zonages](#)...
- réglementaires, avec les prescriptions qui seront traduites dans le [règlement](#) du PLU...

La **faisabilité** des mesures envisagées et notamment des nouveaux ouvrages est vérifiée à ce stade.

Pour les ouvrages destinés aux eaux pluviales, ils envisagent des [solutions](#) de type « techniques alternatives » adaptées aux différents [niveaux de service](#). Une attention particulière doit être portée à tout ce qui peut favoriser la pérennité de leur entretien, de leur bon état et de leur bon fonctionnement.

Outre les critères économiques et les conditions de réalisation, on peut considérer, pour guider ce choix, **que 4 paramètres sont déterminants** :

Les usages

Les propositions techniques doivent se plier au fonctionnement urbain existant ou prévu :

- cheminements piétons ;
- transport et circulation ;
- espaces publics ;
- commerces

Les perceptions

Les techniques employées doivent tenir compte de la perception qu'en auront les différents acteurs.

Ainsi les élus seront-ils sensibles à ce qui améliore l'image de la ville, les usagers doivent aimer l'espace et s'y sentir en sécurité, les concepteurs des aménagements urbains doivent s'approprier les idées techniques et être capables de travailler sur leurs valorisations urbaines...

L'intégration paysagère

Tous les aspects de l'évolution urbaine ou des projets urbains qui peuvent favoriser l'intégration des dispositifs envisagés doivent être mis en évidence, à leur échelle propre mais aussi à l'échelle du contexte.

L'administratif et le réglementaire

Les limites de « créativité » doivent être fixées en fonction du contexte réglementaire, juridique et administratif, national (loi sur l'eau, aménagements handicapés...) et local (charte des espaces publics, mobilier urbain...).

En ce qui concerne notamment les dispositifs d'écroulement des débits des eaux de ruissellement, les choix respecteront **certaines options, primordiales** pour assurer leur bon fonctionnement et leur pérennité.

Des techniques visibles

On ne doit plus chercher à dissimuler les dispositifs d'écroulement, mais plutôt à les rendre visibles. C'est en les rendant visibles qu'on en garantit le bon entretien et qu'on attire l'attention du public sur la présence d'eau et les risques potentiels.

Des ouvrages intégrés

Ces techniques visibles ne peuvent être acceptées par les usagers et donc être pérennes que si elles sont intégrées, c'est-à-dire qu'elles ne provoquent pas de rupture ni dans le paysage, ni dans le fonctionnement urbain.

Pour cela, il faut travailler sur des systèmes de zones inondables intégrées à l'aménagement : les dispositifs devront être peu profonds, entre 5 et 40 cm en général, et avec de faibles pentes.

La multifonction des ouvrages

Il n'y a pas de véritable intégration d'une technique de stockage à ciel ouvert si on ne lui donne pas d'autres fonctions, d'autres usages.

Cette multifonction est la garantie :

- d'un bon entretien ;
- d'une bonne acceptation par les riverains ;
- d'une pérennité d'un ouvrage car la probabilité d'une destruction de l'ouvrage est plus faible si le site est ressenti par les usagers comme un élément d'animation urbaine.

-

La combinaison des techniques

On évitera de se « focaliser », dans le cadre d'un projet, sur une seule technique. En effet, l'importance des volumes nuit souvent à une bonne intégration urbaine des ouvrages de stockage. Aussi est-on amené à repenser les techniques en utilisant toutes les opportunités du projet d'aménagement, pour installer des dispositifs dont le choix technique, au cas par cas, correspond aux caractéristiques de chacun des sites.

Adapté de T. Maytraud et G. Brousse : *L'eau et l'urbanisme comment ça marche ? TSM numéro 4 avril 1998 p. 57-64.*

Les noues, les tranchées, les bassins en eau peuvent contribuer à mettre en valeur le paysage et la végétation en participant à la création d'espaces verts ou de plans d'eau. De cette façon, les eaux pluviales ne sont plus perçues comme une contrainte dans l'aménagement, mais au contraire comme une chance d'avoir de l'eau pour la végétation. Dans le même ordre d'idée, des aménagements tels que fontaines, écoulements d'eau à ciel ouvert participent à améliorer la perception de l'eau dans la ville par le public.

Les techniques alternatives trouvent ici toute leur place, parce qu'elles présentent une capacité d'adaptation par rapport aux contraintes du site, et leurs fonctions autres qu'hydrauliques peuvent séduire les différents acteurs de l'aménagement.

La plupart se prêtent bien à la végétalisation paysagère tandis que d'autres sont plus particulièrement aptes à s'intégrer dans un projet architectural ou urbain. Elles sont concevables sur le domaine public comme sur le domaine privé. Mais leur bon entretien et donc leur pérennité dépendent de la façon dont elles sont acceptées, voire « utilisées » par le public ou par les habitants.

Progressivement émerge un ensemble cohérent qui tient compte des hétérogénéités des infrastructures de terrain et de leur gestion :

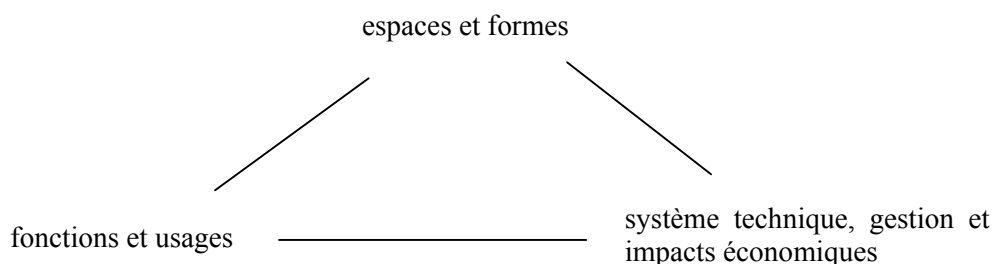


figure5: émergence d'un programme d'assainissement

dont la mise en forme conduit :

- a) aux zonages prévus par la loi sur l'eau
- b) à la validation du périmètre d'agglomération
- c) à la confirmation du respect des objectifs de réduction des flux polluants par le niveau d'épuration des équipements prévus
- d) à la politique de gestion du pluvial et aux options d'assainissement retenues pour la collecte des eaux usées, ce qui permet de « fixer » le [programme d'assainissement](#).

La stratégie d'aménagement du maître d'ouvrage peut s'exprimer à travers le choix des différentes techniques qui peuvent être utilisées dans le scénario retenu. Celui-ci prendra aussi en compte [l'articulation prévisible](#) entre les différentes phases de réalisation des ouvrages : les situations intermédiaires, « provisoires », peuvent en effet avoir un impact non négligeable tant sur l'environnement que sur la vie urbaine.



Jardin en terrasse à Lyon (photo E. Boutefeu Certu)

Armé de ces outils, les réalisations peuvent être engagées, en tenant compte des priorités et objectifs répondant aux enjeux du développement local, et aux critères de faisabilité.

2.5 Rappel des outils réglementaires

2.5.1 Planification dans le domaine de l'eau

La planification spécifique dans le domaine de l'eau se décline en fonction de la taille de la zone couverte correspondant soit à l'hydrographie soit aux collectivités territoriales.

2.5.1.1 Documents de planification correspondant à l'hydrographie :

Les **SDAGE** (Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux, article L 212-1 du code de l'Environnement). Ils fixent pour chaque bassin ou groupement de bassins les orientations fondamentales d'une gestion équilibrée de la ressource en eau. Ils sont élaborés par les comités de bassin. Leurs dispositions doivent être « prises en compte » par les documents locaux d'urbanisme.

Les **cartes des zones sensibles** délimitent les masses d'eau significatives à l'échelle du bassin qui sont particulièrement sensibles aux pollutions, notamment celles qui sont sujettes à l'eutrophisation et dans lesquelles les rejets de phosphore et/ou d'azote doivent éventuellement être réduits (article 6 du décret n° 94-469 du 3 juin 1994).

Le **SAGE** (Schéma d'Aménagement et de Gestion des Eaux, article L 212-3 du code de l'Environnement). Dans un sous-bassin ou un groupement de sous-bassins correspondant à une unité hydrographique ou à un système aquifère, il fixe les objectifs généraux d'utilisation, de mise en valeur et de protection quantitative et qualitative des ressources en eau superficielle et souterraine et des écosystèmes aquatiques ainsi que de préservation des zones humides. Il est élaboré par une commission locale de l'eau. Comme pour le SDAGE, ses dispositions doivent être prises en compte par les documents locaux d'urbanisme.

Les **cartes d'agglomération** délimitent les zones où la concentration de l'urbanisation justifie la collecte des eaux usées et leur acheminement vers un système d'épuration unique. Elles sont arrêtées par le préfet (article R 2224-10 du CGCT).

Les **objectifs de réduction des flux de substances polluantes** sont arrêtés par le préfet, pour chaque « agglomération » de plus de 2000 EH (articles R 2224-17 et R2224-18 du CGCT).

2.5.1.2 Documents de planification correspondant aux limites administratives ou à celles des collectivités territoriales

Les **cartes départementales d'objectifs de qualité**. Arrêtées par le préfet, elles reposent sur un classement de tout ou partie d'un cours d'eau en fonction du degré de pollution, et déterminent les niveaux de qualité à atteindre. Non opposable aux tiers, elles s'imposent pourtant à toute décision concernant la police de l'eau (et donc aux ouvrages soumis à autorisation ou à déclaration).

Le **zonage communal d'assainissement**, *article L 2224-10* du CGCT :

« Les communes ou leurs établissements publics de coopération délimitent, après enquête publique :

1° les zones d'assainissement collectif où elles sont tenues d'assurer la collecte des eaux usées domestiques et le stockage, l'épuration et le rejet ou la réutilisation de l'ensemble des eaux collectées ;

2° les zones relevant de l'assainissement non collectif où elles sont seulement tenues, afin de protéger la salubrité publique, d'assurer le contrôle des dispositifs d'assainissement et, si elles le décident, leur entretien ;

3° les zones où des mesures doivent être prises pour limiter l'imperméabilisation des sols et pour assurer la maîtrise du débit et de l'écoulement des eaux pluviales et de ruissellement ;

4° les zones où il est nécessaire de prévoir des installations pour assurer la collecte, le stockage éventuel et, en tant que de besoin, le traitement des eaux pluviales et de ruissellement lorsque la pollution qu'elles apportent au milieu aquatique risque de nuire gravement à l'efficacité des dispositifs d'assainissement ».

Les PLU peuvent délimiter ces zones (C.U. article L 123-1, 11°).

Le **programme d'assainissement** est élaboré par les communes concernées par une « agglomération » de plus de 2 000 EH (articles R 2224-19 et 20 du CGCT).

Article R 2224-19 :

« I. - Les communes dont le territoire est compris en totalité ou en partie dans une agglomération produisant une charge brute de pollution organique supérieure à 120 kg par jour élaborent, pour la partie de leur territoire incluse dans ce périmètre, un programme d'assainissement. Lorsque l'agglomération comprend plusieurs communes, celles-ci élaborent conjointement le programme d'assainissement.

II. - Le programme d'assainissement, qui doit être conforme aux objectifs fixés par l'arrêté pris en vertu de l'article [R. 2224-18](#) et aux obligations résultant des articles [R. 2224-11](#) à [R. 2224-16](#) ainsi que des articles 19 à 21¹² du décret n° 94-469 du 3 juin 1994 relatif à la collecte et au traitement des eaux usées mentionnées aux articles [L. 2224-8](#) et [L. 2224-10](#) comporte :

- 1° Un diagnostic du système d'assainissement existant, qui permet de connaître :
- a) L'évaluation des charges brutes et des flux de substances polluantes, actuelles et prévisibles, à collecter par le système d'assainissement ;
 - b) Les variations des charges brutes et des flux de substances polluantes en fonction des conditions climatiques ou des saisons ;
 - c) Le taux de collecte ;
 - d) La capacité d'épuration et le rendement effectif du système d'assainissement.

¹² Objet des prescriptions techniques fixées par arrêté

- 2° L'indication des objectifs et des moyens à mettre en place, qui contient :
- a) Le rappel des objectifs de réduction des flux de substances polluantes fixés par l'arrêté pris en vertu de l'article [R. 2224-18](#), ainsi que des obligations résultant des articles [R. 2224-11](#) à [R. 2224-16](#) et des articles 19 à 21 du décret précité ;
 - b) L'évolution du taux de dépollution nécessaire pour assurer le respect de ces objectifs et de ces obligations ;
 - c) La pluviosité sur la base de laquelle seront fixées les caractéristiques du système d'assainissement ;
 - d) L'échéancier des opérations. »

2.5.2 Organisation et limites de l'urbanisation concernée par l'assainissement

Depuis janvier 2002, les documents d'urbanisme qui sont approuvés sont les Schémas de Cohérence Territoriale (SCoT), les Plans Locaux d'Urbanisme (PLU) et les Cartes communales.

Les anciens documents approuvés (Schéma Directeur, POS, MARNU) restent en vigueur jusqu'à leur mise en révision.

En l'absence de document local, c'est le règlement national d'urbanisme (RNU) qui s'applique sur le territoire de la commune.

Les SCoT et les PLU comprennent un Plan d'Aménagement et de Développement Durable, qui peut comporter des orientations générales en matière d'environnement :

Article L 122-1 :

Pour mettre en oeuvre le projet d'aménagement et de développement durable retenu, [les SCoT] fixent, dans le respect des équilibres résultant des principes énoncés aux articles L. 110 et L. 121-1, les orientations générales de l'organisation de l'espace et de la restructuration des espaces urbanisés et déterminent les grands équilibres entre les espaces urbains et à urbaniser et les espaces naturels et agricoles ou forestiers. Ils apprécient les incidences prévisibles de ces orientations sur l'environnement.

Article 123-1 :

[Les PLU] présentent le projet d'aménagement et de développement durable retenu, qui peut [...] prévoir les actions et opérations d'aménagement à mettre en oeuvre, notamment en ce qui concerne le traitement des espaces et voies publics, les entrées de villes, les paysages, l'environnement [...]

2.5.2.1 Compétences en matière d'assainissement

La loi donne la compétence en matière d'assainissement aux communes (article L 2224-8 du CGCT). Cette compétence (obligatoire) peut être transférée aux établissements publics de coopération. Elle concerne la collecte, le transport et le traitement des eaux usées ainsi que des eaux pluviales qui viennent à s'y trouver mélangées, ainsi que l'assainissement non collectif, sauf choix contraire (dans certains cas). Les communautés urbaines exercent de plein droit la compétence « assainissement » (article L 5215-20 du CGCT).

Il convient d'être attentif au contenu de ces transferts, car cette compétence ne concerne pas les ouvrages de collecte ou d'évacuation des eaux pluviales strictement séparatives. En effet, le service de l'assainissement est un service public à caractère industriel et commercial (il est financé par la redevance), et ne peut supporter les dépenses afférentes aux ouvrages destinés aux eaux pluviales, service public administratif (financés par le budget général). Néanmoins cette compétence peut également être transférée.

En ce qui concerne l'établissement des différents zonages, les communes ou les établissements publics qui les regroupent ont compétence pour l'assainissement ainsi que pour les eaux pluviales.

En revanche, la réalisation et l'entretien des ouvrages destinés aux eaux pluviales se font soit au titre de l'aménagement du domaine public dont ils sont des ouvrages annexes, soit après déclaration d'intérêt général ou d'urgence conformément à l'article L 211-7 du code de l'environnement (anciennement article 31 de la loi sur l'eau).

2.5.2.2 *Prise en compte des servitudes qui concernent l'eau*

Les principales servitudes qui sont à prendre en compte dans les documents d'urbanisme concernent :

- les risques : Plan de Prévention des Risques d'inondations (PPR)... ;
- la protection de la ressource : périmètres de protection des captages, des sources d'eau minérales, des nappes, etc. ;
- la protection de la nature et du paysage : sites classés, arrêtés de biotope, réserves naturelles...

2.5.2.3 *Prise en compte des risques (inondations) dans les documents d'urbanisme :*

Même en l'absence de PPR, ces documents doivent tenir compte des zones inondables connues.

Code de l'Urbanisme :

Article L 121-1 : « Les schémas de cohérence territoriale, les plans locaux d'urbanisme et les Cartes communales déterminent les conditions permettant d'assurer : [...] la prévention des risques naturels prévisibles. »

Article L 123-1 : « Les plans locaux d'urbanisme [...] peuvent [...] délimiter les zones visées à l'article L 2224-10 du code général des collectivités territoriales concernant l'assainissement et les eaux pluviales. »

Article R 123-11 : « Les documents graphiques (des PLU) font apparaître s'il y a lieu : [...] les secteurs où [...] l'existence de risques naturels, tels qu'inondations, [...] justifient que soient interdites ou soumises à des conditions spéciales les constructions et installations de toute nature, permanentes ou non, les plantations, dépôts, affouillements, forages et exhaussements des sols. »

2.5.2.4 Prise en compte de l'eau et de l'assainissement dans les documents locaux d'urbanisme :

Article L 121-1 : « Les schémas de cohérence territoriale, les plans locaux d'urbanisme et les cartes communales déterminent les conditions permettant d'assurer : [...] la préservation de la qualité [...] de l'eau. ».

Dans les ScoT :

Article R 122-2 : « Le rapport de présentation : [...]

2° Analyse l'état initial de l'environnement ;

3° Présente le projet d'aménagement et de développement durable et expose les choix retenus au regard des objectifs et des principes énoncés aux articles L. 110 et L. 121-1 et des dispositions mentionnées à l'article L. 111-1-1 ainsi que, s'il y a lieu, au regard du plan d'aménagement et de développement durable de Corse ; [...]

5° Évalue les incidences prévisibles des orientations du schéma sur l'environnement et expose la manière dont le schéma prend en compte le souci de sa préservation et de sa mise en valeur.

dans les PLU :

Article L 123-1 : « Les PLU... :

[...] précisent les besoins répertoriés en matière [...] d'environnement

ils peuvent [...] :

11° délimiter les zones visées à l'article L 2224-10 du code général des collectivités territoriales concernant l'assainissement et les eaux pluviales ;
12° fixer une superficie minimale des terrains constructibles lorsque cette règle est justifiée par des contraintes techniques relatives à la réalisation d'un dispositif d'assainissement non collectif ; »

Article R 123-2 : « Le rapport de présentation : [...]

2° analyse l'état initial de l'environnement ;

3° explique les choix retenus pour établir le projet d'aménagement et de développement durable et la délimitation des zones, au regard des objectifs définis à l'article L 121-1 (cf. ci-dessus) [...]

4° évalue les incidences des orientations du plan sur l'environnement et expose la manière dont le plan prend en compte le souci de sa préservation et de sa mise en valeur. »

Article R 123-6 :

Lorsque les voies publiques et les réseaux d'eau, d'électricité et, le cas échéant, d'assainissement existant à la périphérie immédiate d'une zone AU ont une capacité suffisante pour desservir les constructions à implanter dans l'ensemble de cette zone, le projet d'aménagement et de développement durable et le règlement définissent les conditions d'aménagement et d'équipement de la zone.

Article R 123-9 : « Le règlement peut comprendre : [...]

4° les conditions de desserte des terrains par les réseaux publics d'eau, d'électricité et d'assainissement, ainsi que, dans les zones relevant de l'assainissement non collectif délimitées en application de l'article L 2224-10 du

code général des collectivités territoriales, les conditions de réalisation d'un assainissement individuel ;

5° la superficie minimale des terrains constructibles, lorsque cette règle est justifiée par des contraintes techniques relatives à la réalisation d'un dispositif d'assainissement non collectif ;

9° l'emprise au sol des constructions ;

13° les obligations imposées aux constructeurs en matière de réalisation d'espaces libres, d'aires de jeux et de loisirs, et de plantations ; »

Article R 123-14 : « Les annexes comprennent à titre informatif : [...] »

3° Les schémas des réseaux d'eau et d'assainissement en précisant les emplacements retenus pour [...] les stations d'épuration des eaux usées...

7° Les dispositions d'un projet de plan de prévention des risques naturels prévisibles rendues opposables [...] »

dans les cartes communales :

Article R 124-2 : «Le rapport de présentation :

1° Analyse l'état initial de l'environnement [...]

3° Évalue les incidences des choix de la carte communale sur l'environnement et expose la manière dont la carte prend en compte le souci de sa préservation et de sa mise en valeur. »



La maîtrise du ruissellement s'exprime donc, pour l'espace privé, à travers le règlement, et pour l'espace public, à travers le rapport de présentation et les dispositions du plan lui-même.

On peut schématiser ainsi la traduction du programme d'assainissement dans le ScoT, le PLU ou la CC:

Analyse de l'état initial de l'environnement →	rapport de présentation
Réponses aux besoins de l'urbanisation →	dispositions du ScoT, du PLU ou de la CC et règlement, expliqués dans le rapport de présentation
Incidences de l'urbanisation sur l'environnement →	rapport de présentation

Tableau 4.: *Prise en compte de l'environnement dans les documents locaux d'urbanisme*

On ne saurait trop attirer l'attention sur le fait que les éléments qui doivent figurer dans le rapport de présentation sont le pendant du « document d'incidence » qui doit être joint à tout dossier de demande d'autorisation ou de déclaration qui serait nécessaire la plupart du temps si l'urbanisation prévue était réalisée par un seul et même maître de l'ouvrage.

2.5.3 Cohérence entre le zonage d'assainissement et le zonage du PLU

L'article R 2224-7 du CGCT indique:

« Peuvent être placées en zones d'assainissement non collectif les parties du territoire d'une commune dans lesquelles l'installation d'un réseau de collecte ne se justifie pas, soit parce qu'elle ne présente pas d'intérêt pour l'environnement, soit parce que son coût serait excessif. »

Les zones destinées à être équipées en assainissement non collectif ont donc vocation à accueillir une urbanisation de faible densité ou de petite dimension, qui devra peu évoluer par la suite. Il est donc indispensable que ce zonage et celui du PLU (ou éventuellement la Carte communale) soient en cohérence.

Il y a donc tout intérêt à ce que les deux zonages soient menés simultanément, d'autant que la procédure d'enquête publique est identique.

Il en est de même pour la délimitation des zones concernant d'une part la limitation de l'imperméabilisation, ou la maîtrise du débit et de l'écoulement des eaux de ruissellement, et d'autre part la collecte, le stockage et éventuellement le traitement des eaux de ruissellement (article [L 2224-10](#) du CGCT).

2.5.4 Mémoire de la maîtrise du ruissellement dans le document d'urbanisme

Sauf précisions apportées ultérieurement par la réglementation, le [rapport de présentation](#) du ScoT, du PLU, ou de la Carte communale, est le document qui peut récapituler dans le détail toutes les dispositions prises pour assurer le stockage, l'infiltration, l'évacuation souterraine ou superficielle des eaux de ruissellement.

Ainsi la fonction hydraulique des différents éléments de l'aménagement urbain (stockage dans des terrains de jeux ou placettes, ruissellement préférentiel...) sera mémorisée dans le document qui sert de référence à l'évolution de la ville.

Pérennisation des dispositions du programme d'assainissement

2.5.5 Applications réglementaires qui s'imposent au particulier au moment du permis de construire

- Le code de l'Urbanisme indique dans son article L 421-3 :

« Le permis de construire ne peut être accordé que si les constructions projetées sont conformes aux dispositions législatives et réglementaires concernant...leur assainissement... »

Afin d'assurer une réalisation cohérente des différentes dispositions retenues dans le PLU, et de les rendre opposables aux particuliers, le règlement énonce, dans l'article 4, les particularités qui s'appliquent à chaque zone, en matière d'assainissement, collectif ou non collectif, les modalités de raccordement, les contraintes concernant les eaux pluviales telle que la limitation du débit... Le

règlement d'assainissement de la commune est mis en cohérence avec ces dispositions.

- Et dans l'article L 421-5 :
- « Lorsque, compte tenu de la destination de la construction projetée, des travaux portant sur les réseaux (...) d'assainissement (...) sont nécessaires pour assurer la desserte de ladite construction, le permis de construire ne peut être accordé si l'autorité qui le délivre n'est pas en mesure d'indiquer dans quel délai et par quelle collectivité publique ou par quel concessionnaire de service public lesdits travaux doivent être exécutés. »
- L'article R 111-2 du CU permet de refuser ou d'accepter sous conditions une construction qui serait « *de nature à porter atteinte à la salubrité publique* », ce qui peut concerner l'assainissement de l'immeuble projeté.
- L'article R 421-2 du CU précise :

« Lorsque la demande concerne la construction de bâtiments ou d'ouvrages devant être desservis par des équipements publics, le plan de masse indique le tracé de ces équipements et les modalités selon lesquelles les bâtiments ou ouvrages y seront raccordés. A défaut d'équipements publics, le plan de masse indique les équipements privés prévus, notamment pour l'alimentation en eau et l'assainissement. »

S'appliquent également :

- le code de la Santé publique : articles L 1331-1 et suivants, qui créent notamment l'obligation de raccordement ; article L 1331-1 :
« Le raccordement des immeubles aux égouts disposés pour recevoir les eaux usées domestiques et établis sous la voie publique à laquelle ces immeubles ont accès soit directement, soit par l'intermédiaire de voies privées ou de servitudes de passage, est obligatoire dans le délai de deux ans à compter de la mise en service de l'égout. [...] Les immeubles non raccordés doivent être dotés d'un assainissement autonome dont les installations seront maintenues en bon état de fonctionnement. [...] »
- la nécessité de l'autorisation préalable pour le rejet au réseau public d'eaux usées autres que domestiques ([L 1331-10](#)), et le contrôle de ce raccordement ainsi que le contrôle des dispositifs d'assainissement non collectif par les agents du service (L 1331-11) ;
- le règlement sanitaire départemental ;
- les arrêtés ministériels (concernant notamment le non collectif) ;
- le régime d'autorisation/déclaration institué par l'article 10 de la loi sur l'Eau, pour les usages non domestiques ;
- le code Civil pour les eaux de ruissellement (articles [640](#) et [641](#)) ;
- le cas échéant, le code de la Voirie routière (article R 122-3) ;
- certains ouvrages peuvent être concernés par la réglementation des installations classées pour la protection de l'environnement (ICPE) ;
- le règlement du service d'assainissement¹³.

¹³ dont un modèle a été diffusé par la circulaire n° 86-140 du 19 mars 1986 (Voir le guide juridique d'un service d'assainissement, Certu, p 253)



Chapitre 3: La sensibilité du milieu naturel aux rejets de la ville

Table des matières du chapitre 3

Introduction	75
3.1 Les principes généraux	76
3.1.1 Les objectifs de rejets par temps sec	76
3.1.2 Les objectifs de rejet par temps de pluie	76
3.1.3 Les méthodes	77
3.2 L'identification du milieu récepteur	80
3.2.1 Les rivières	80
3.2.1.1 Par temps sec	80
3.2.1.2 Par temps de pluie	80
3.2.1.2.1 Régime pluvial océanique ou pluvio - nival	80
3.2.1.2.2 Régime nival	82
3.2.1.2.3 Régime méditerranéen	82
3.2.2 Les eaux côtières et les eaux de transition	83
3.2.3 Les plans d'eau	84
3.2.4 Les eaux souterraines	85
3.3 Les outils d'évaluation de la qualité	88
3.3.1 Qualité « écologique » du milieu récepteur	89
3.3.1.1 L'état « biologique »	89
3.3.1.2 Aptitude de l'eau à la biologie ou état « physico-chimique »	89
3.3.2 Qualité de l'eau	90
3.3.3 La qualité bactériologique	90
3.3.4 Les sédiments	91
3.3.5 Les outils disponibles par type de milieu	91
3.3.5.1 Eau douce	91
3.3.5.2 Plan d'eau	92
3.3.5.3 Eau souterraine	92
3.3.5.4 Eau de mer	92
3.4 Les rejets urbains : caractéristiques et impacts	94
3.4.1 Les paramètres de la pollution	95
les matières organiques et oxydables	95
les nutriments (azote et phosphore)	95
les substances indésirables	95
les bactéries et virus	95
les matières en suspension	95

3.4.2	Origine et composition des eaux usées urbaines (temps sec et temps de pluie)	96
3.4.2.1	Les eaux usées urbaines de temps sec	96
3.4.2.2	Les sources de pollution des eaux de pluie	96
3.4.2.2.1	La pollution atmosphérique _____	96
3.4.2.2.2	Les apports liés au ruissellement _____	96
3.4.2.3	Les dépôts en réseau	97
3.4.2.3.1	Dépôts de temps sec _____	97
3.4.2.3.2	Dépôts de temps de pluie _____	98
3.4.2.4	La qualité bactériologique des rejets	99
3.4.2.5	Les éléments comparatifs des concentrations	99
3.4.3	Les impacts des rejets urbains sur les milieux récepteurs	101
3.4.4	Les effets des rejets urbains	105
3.4.4.1	Les effets immédiats ou effets de choc	105
3.4.4.1.1	Évolution de la teneur en oxygène dissous _____	105
3.4.4.1.2	Apport d'azote ammoniacal _____	105
3.4.4.1.3	Augmentation brutale des débits et de la turbidité _____	106
3.4.4.1.4	Apport de bactéries pathogènes et virus _____	106
3.4.4.2	Les effets différés et les effets cumulatifs	106
3.4.4.2.1	Colmatage des frayères _____	107
3.4.4.2.2	Apport de substances indésirables _____	107
3.4.4.2.3	Eutrophisation _____	108
3.4.5	Les perturbations des usages de l'eau	109
3.4.5.1	L'alimentation en eau potable	109
3.4.5.2	La baignade	110
3.4.5.3	La pêche et la conchyliculture	113
3.4.5.4	Le tourisme fluvial et la fréquentation des rives	114
3.4.6	Propositions pour une approche à partir du milieu récepteur	115

Introduction au chapitre 3

Les rejets de la ville sont un des facteurs de pollution des milieux aquatiques. La dégradation de la situation a motivé la promulgation en 1964 de la loi *relative au régime et à la répartition des eaux et à la lutte contre leur pollution* qui créait les agences financières de bassin. Ces organismes ont permis un développement très important du parc des stations d'épuration urbaines, puis des réseaux de collecte des eaux usées.

Mais on constate aujourd'hui la nécessité de mieux ajuster les efforts à la diversité des situations. D'une part la pollution des eaux a de multiples origines (urbaine, industrielle, agricole...) et d'autre part le système urbain et le système d'assainissement ont eux-mêmes leurs caractéristiques propres qui nécessitent d'en adapter le fonctionnement au contexte particulier, en tenant compte notamment des eaux de temps de pluie.

Ceci justifie la nécessité de la gestion globale de l'eau au niveau du bassin versant. La collectivité n'a donc pas tous les éléments en main pour assurer cette gestion globale, sauf exception, et les objectifs doivent être définis en concertation avec les responsables de la gestion au niveau du bassin versant : MISE, Agence de l'eau, et autres partenaires dans le cadre de SAGE, de contrat de rivière, de contrat de baie... Mais les éléments de base de l'approche de la connaissance de l'état de ces milieux que nous donnons dans ce chapitre, ont pour but d'aider la collectivité à participer plus activement à cette concertation, et à mieux adapter le fonctionnement de ses ouvrages au milieu récepteur dont elle est tributaire.

Pour le système d'assainissement, l'évolution consiste à ajouter aux objectifs initiaux hérités de l'histoire (approche hygiéniste, approche hydraulique...), la notion de protection des milieux récepteurs par la réduction des flux globalement déversés.

3.1 Les principes généraux

La loi sur l'eau du 3 janvier 1992 pose le principe que l'eau fait partie du patrimoine commun et que sa protection est d'intérêt général. Les textes réglementaires qui en découlent définissent les structures et procédures réglementaires destinées à promouvoir la gestion équilibrée de la ressource en eau.

Les textes réglementaires relatifs à l'assainissement urbain et leurs circulaires d'application définissent l'enchaînement des actions à mener pour faire évoluer les systèmes d'assainissement et plus globalement la gestion de l'eau dans la ville. Il y est rappelé qu'il est nécessaire de prendre en compte l'état du milieu récepteur, sa sensibilité et les usages de l'eau.

La directive du 23 octobre 2000 établit un cadre pour une politique communautaire dans le domaine de l'eau. La protection et la restauration des milieux aquatiques en sont l'objectif. Cet objectif doit être recherché au sein de chaque « district hydrographique », où un programme de mesures sera mis en œuvre dans ce but. Les obligations qui en découleront pour les collectivités apparaîtront donc progressivement, elles ont vocation à préciser les éléments de la démarche préconisée dans cet ouvrage. La directive impose d'atteindre le « bon état » des milieux pour 2015 (sauf dérogations). Ce bon état s'exprime par rapport à deux notions de qualité : **l'état écologique** et **l'état chimique**.

L'état **écologique** se subdivise lui-même en « état biologique » et en « état physico-chimique » qui influence la biologie. Un nouvel outil, le Système d'Évaluation de la Qualité (SEQ) devrait permettre la classification nécessaire. L'état chimique correspond au respect des directives relatives à la santé humaine et à la qualité environnementale.

3.1.1 Les objectifs de rejets par temps sec

Dans tous les cas, l'objectif est la suppression des rejets directs et la mise aux normes de la station d'épuration.

Le niveau minimal de traitement de la pollution est défini par les textes réglementaires, en particulier l'annexe 2 de l'arrêté du 22/12/1994 fixant les prescriptions techniques relatives aux ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées.

Des exigences supplémentaires (niveau de dépollution plus élevé à la station d'épuration, traitement spécifique de la pollution bactérienne, etc.), justifiées par la sensibilité du milieu récepteur ou les [usages](#) de l'eau, doivent être envisagées et mises en œuvre dans la mesure où le coût économique reste supportable pour la collectivité.

3.1.2 Les objectifs de rejet par temps de pluie

Pour ce qui concerne le système d'assainissement unitaire, il doit être exploité comme une unité technique homogène pour minimiser la quantité totale de matières polluantes déversées dans tous les modes de fonctionnement. Jusqu'à un débit de référence à définir, supérieur au débit de pointe de temps sec, la station d'épuration doit respecter ses normes de rejet de temps sec ([Pluies faibles : niveau 1](#)). Au-dessus de ce débit de référence, un fonctionnement dégradé est accepté dans la mesure où cela permet de minimiser les flux globalement déversés par le système d'assainissement (station + déversoirs + éventuels ouvrages délocalisés de traitement) [[Pluies moyennes : niveau 2](#)].

Pour ce qui concerne l'assainissement « pluvial » plus généralement : les textes réglementaires relatifs à l'assainissement urbain laissent toute latitude aux maîtres

d'ouvrages pour mettre en place des stratégies qui permettent de réduire les flux polluants déversés au milieu naturel en temps de pluie afin de préserver ou d'améliorer la qualité des milieux récepteurs. Pour le législateur comme pour le technicien, l'approche de l'assainissement de temps de pluie ne peut être envisagée en terme de normes de rejets. Les raisons en sont diverses :

- les objectifs de protection du milieu naturel et de préservation des usages de l'eau sont spécifiques à chaque milieu récepteur ;
- les flux et volumes à traiter sont variables et peu prévisibles car liés à la pluie et à d'autres paramètres difficilement quantifiables (saison, durée du temps sec précédant la pluie...) ;
- le coût doit être économiquement acceptable par la collectivité ;
- les solutions techniques adaptées sont multiples et complémentaires. Elles peuvent concerner le système d'assainissement mais aussi l'urbanisme et l'aménagement urbain pour réduire les volumes d'eau pluviales et les débits envoyés au réseau ([cf.2.3.3.2](#)).

Cependant, la directive cadre du 23 octobre 2000 a pour effet d'introduire une obligation de résultats quant à la réduction des impacts.

Définir les objectifs de déversement pour le système d'assainissement de l'agglomération en temps de pluie résulte d'une confrontation entre ce que l'on va considérer comme acceptable pour le **milieu récepteur** (état actuel et objectifs à moyen terme, usages de l'eau, possibilités de dilution et d'autoépuration) et les **rejets urbains** (fréquence de déversement, flux polluants et volumes déversés, pluviométrie, possibilités techniques de traitement des effluents à un coût économiquement acceptable).

L'objectif sera donc de faire le lien entre le milieu récepteur au sens large et les rejets de l'agglomération :

- comment identifier puis quantifier la part de l'assainissement urbain dans les altérations subies par le milieu récepteur ? ([cf.6.2.8.1](#))

- comment, à partir d'un objectif de préservation ou d'amélioration du milieu naturel, définir des objectifs de rejet pour l'agglomération ? ([cf. chapitre 5](#))

3.1.3 Les méthodes

Toute approche de la dépollution à partir du milieu récepteur est complexe car elle nécessite une perception globale de l'état général de l'écosystème et des altérations qu'il subit par rapport à un état de référence. De plus, dans des milieux anthropisés où les altérations sont multiples et se superposent, il est difficile d'évaluer la part de chaque type de rejet.

Pour essayer d'aboutir, il est proposé d'adopter une démarche simplificatrice qui consistera à caractériser un état à partir de quelques éléments simples, représentatifs et connus. Pour le milieu récepteur, cette démarche nécessite la connaissance des principales caractéristiques quantitatives (débit ou volume disponible pour la dilution, variations usuelles au cours d'un cycle annuel, connaissance des courants et marées en milieu littoral marin ou estuarien) et qualitative (qualité réelle, objectifs de qualité, état de certains peuplements, usages de l'eau).

Ces éléments sont à compléter par des notions relatives à la morphologie du milieu récepteur (indicateur d'écoulement rapide ou lent, milieu clos), à son aptitude à se régénérer et à la climatologie de la zone concernée.

Un bilan des principaux rejets et des diverses activités sur le bassin versant accompagné d'un recensement des usages de l'eau est nécessaire pour faire un lien entre l'état du milieu et les prélèvements ou déversements. De plus, ce travail va permettre d'avoir connaissance des éventuelles contraintes spécifiques liées aux usages de l'eau à l'aval.

L'ensemble de ces éléments est indispensable pour faire un état des lieux à l'échelle du bassin versant. Cette étape est un préliminaire nécessaire avant d'envisager d'évaluer les flux de pollution issus de l'agglomération et admissibles par le milieu naturel.

Pour les **rejets chroniques de temps sec**, on observe usuellement un cycle journalier assez reproductible en ce qui concerne les débits et les flux produits. Ceci peut favoriser une approche basée sur des calculs de dilution des polluants dans le milieu récepteur pour les cas courants. L'échelle de temps pertinente est alors la journée calendaire.

En ce qui concerne les **rejets de temps de pluie**, caractérisés par des variabilités importantes sur de courtes périodes, la démarche sera nécessairement plus complexe (cf. [6.2.7](#)).

La première difficulté réside dans le choix des événements pluvieux et des périodes de référence. Selon les critères retenus, on s'intéressera à des masses rejetées sur une période donnée (métaux, nutriments), à un nombre de déversements pendant une période donnée (contamination bactériologique des eaux de baignade, effet de stress sur le milieu) ou bien à un événement particulier (matières organiques et oxydables rejetées lors d'une pluie de référence pour évaluer des effets de choc sur le milieu).

En fonction des caractéristiques du milieu récepteur et des usages de l'eau, il conviendra de trouver les échelles de temps pertinentes pour observer ces déversements variables et aléatoires et évaluer les flux acceptables par le milieu.

En **rivière**, un premier facteur important est le **coefficient de dilution** entre rejet et milieu récepteur. Le débit de la rivière (ou le volume disponible pour la dilution) va fournir un premier niveau d'informations à en ce qui concerne l'aptitude à recevoir des rejets urbains de temps sec (chroniques et relativement stables) et de temps de pluie (de courte durée et parfois importants). Le calcul de dilution dans ce cas ne vise pas à décrire une situation réelle mais à simuler des conditions usuellement rencontrées, d'où le choix de valeurs de débits « statistiques » liés au module ou à des débits d'étiage et auxquels on peut associer des probabilités d'occurrence.

En **plan d'eau**, il faut tenir compte des mouvements d'eau et de l'évolution à long terme du milieu.

En **zone littorale**, la « dilution dispersion diffusion » par houles et marées constitue également un facteur primordial. Il est cependant difficile d'associer à ce type de milieu un indicateur simple, comparable par exemple à un débit d'étiage.

En **eaux souterraines**, les facteurs essentiels sont la vulnérabilité de la nappe, liée à la perméabilité du sol superficiel, à la profondeur de l'aquifère, à la présence ou non d'une couche protectrice naturelle, et les usages qui en sont faits.

Ensuite, il convient de déterminer comment évaluer les flux de pollution acceptables par le milieu naturel à partir de ses caractéristiques qualitatives, de sa morphologie, des diverses altérations subies sur le bassin versant, des usages de l'eau existants ou potentiels et des objectifs globaux de qualité du milieu récepteur.

Les premiers critères qui permettent de caractériser un milieu récepteur vis-à-vis de son aptitude à recevoir des effluents consiste à évaluer son pouvoir de dilution et son aptitude à favoriser l'autoépuration.

La **dilution** permet de quantifier la notion de mélange entre les rejets et le milieu récepteur. La **concentration** obtenu après mélange du rejet avec les eaux du milieu récepteur est en principe le critère essentiel.

Par rapport à ce critère, la première difficulté consiste à choisir le ou les élément(s) quantitatif(s) pertinent(s) par rapport aux impacts sur le milieu récepteur concerné, et aux [usages](#) de l'eau. Ensuite, il est nécessaire de caractériser les rejets (volume, flux...) et enfin le milieu récepteur (quel débit de référence, quelles conditions de marée ?).

La définition d'indicateurs d'effets pertinents tels que la durée de défaillance du milieu récepteur par rapport à un objectif donné est un préalable indispensable. L'analyse de ces indicateurs en regard des conditions de rejets et de milieu permettra d'évaluer les actions à mener et d'orienter les choix d'aménagement.

L'**autoépuration** désigne l'ensemble des processus physiques, chimiques et biologiques par lesquels un écosystème aquatique parvient à restaurer la qualité de ses eaux après une pollution.

On peut distinguer l'autoépuration vraie (transformation de la matière organique biodégradable) de l'autoépuration apparente (sédimentation ou transfert vers l'aval).

En ce qui concerne l'évolution des polluants contenus dans les effluents urbains rejetés dans les eaux superficielles, les différentes réactions d'autoépuration sont généralement simultanées.

On essaiera donc d'approcher de manière simple les phénomènes complexes d'autoépuration dans le milieu naturel.

Enfin, et selon le type de milieu récepteur et les usages de l'eau à l'aval, les impacts des rejets urbains seront diversement perçus. Pour une approche partant du milieu récepteur, il est nécessaire de choisir le ou les paramètre(s) caractéristique(s) représentatif(s) des impacts principaux. Par exemple, la pollution bactériologique apportée par les rejets urbains (hors traitement spécifique) est peu compatible avec les usages « [baignade](#) », « [eau destinée à la consommation](#) humaine ou animale », et « production [conchylicole](#) ».

3.2 L'identification du milieu récepteur

La typologie des différents milieux est un élément important de la directive cadre qui impose d'atteindre en 2015 le bon état des différentes « masses d'eau ».

3.2.1 Les rivières

En eau courante, la notion primordiale est le choix du débit de référence, élément caractéristique des possibilités de dilution et *a fortiori* d'autoépuration. Les **périodes critiques** pour les rivières sont celles où se cumulent débits d'étiage et fortes chaleurs.

A l'exception de rares rivières des Alpes ou des Pyrénées soumises à un régime nival (fonte des neiges en été et étiage en hiver) les **débits critiques** retenus en France métropolitaine sont des régimes correspondant à l'**étiage estival, période critique pour le milieu récepteur**.

3.2.1.1 Par temps sec

Sur le plan réglementaire, le décret « nomenclature » du 29 mars 1993 définit le débit mensuel d'étiage quinquennal ($Q_{MNA\ 1/5}$) comme débit de référence pour évaluer la situation. Cette valeur est initialement destinée à une grille de lecture qui permet de définir la procédure réglementaire applicable à l'opération. Par extension, on utilise fréquemment cette valeur du débit pour des simulations sommaires des effets des rejets de temps sec en régime permanent sur la qualité de l'eau de rivière.

Dans de nombreux cas, cette valeur permet de décrire assez bien une situation critique mais non exceptionnelle. Il existe toutefois des situations où le choix du $Q_{MNA\ 1/5}$ n'est pas adapté ; il convient alors de choisir un débit pertinent vis-à-vis du contexte et des usages locaux (étiages très sévères, prise d'eau pour arrosage agricole, soutien d'étiage...).

3.2.1.2 Par temps de pluie

3.2.1.2.1 Régime pluvial océanique ou pluvio - nival

Pour les rivières ou les parties de grands fleuves soumises à ces régimes, les précipitations sont essentiellement la pluie. L'étiage dure du printemps à l'automne. Les hauteurs d'eau mensuelles précipitées sont presque constantes sur l'année. L'étiage est dû à des pluies parfois moins abondantes en été, mais surtout à l'évaporation et à la transpiration intense des plantes et des sols.

L'étiage est relativement soutenu, de telle sorte qu'il peut être envisagé, même pendant ces périodes critiques, d'avoir des objectifs ambitieux, tant vis à vis des usages de l'eau que de la préservation de l'écosystème.

Choix du débit d'étiage

Travailler sur des débits d'étiage relativement sévères de type $Q_{MNA\ 1/5}$ est justifié pour ce qui concerne les effets des rejets permanents lors des périodes critiques (temps sec). Or les rejets de temps de pluie en étiage sont généralement des phénomènes assez intenses mais de durée réduite (inférieure à la journée). Par ailleurs, les pluies donnant lieu à des déversements génèrent aussi une augmentation naturelle et temporaire des débits de la rivière.

La méthodologie de l'Agence Rhin-Meuse ([Pastant et Salleron, 1993](#)) préconise une approche des déversements de temps de pluie à partir du débit mensuel d'étiage observé une année sur 2 ($Q_{MNA\ 1/2}$).

Le choix de ce débit est justifié par le fait qu'il correspond approximativement au module des débits observés pendant la période estivale (de mai à octobre).

La période critique pour les milieux naturels est effectivement la période estivale (faibles débits et températures élevées). Il semble pertinent de retenir un débit caractéristique correspondant à cette période et moins pénalisant que le $Q_{MNA\ 1/5}$.

Il faut rappeler que l'approche de l'assainissement de temps de pluie doit être itérative et qu'il n'est pas pertinent de se fixer des objectifs *a priori* trop ambitieux pouvant conduire à ne rien faire tant l'écart entre ce qu'il faudrait réaliser et ce qu'il est possible de faire, compte tenu des moyens disponibles, est élevé.

Le module correspondant à la période d'étiage (moyenne des débits journaliers de mai à octobre) est une valeur pertinente en matière d'approche pour la dilution des rejets de temps de pluie.

Ce débit étant voisin du $Q_{MNA\ 1/2}$, il est possible de disposer de cette donnée statistique sur n'importe quel linéaire de cours d'eau à partir du catalogue des débits. Si nécessaire, une interpolation entre deux stations amont et aval de l'agglomération peut être réalisée.

Toutefois, le contexte et les usages locaux (irrigation, soutien d'étiage...) peuvent conduire à choisir un débit de référence de temps de pluie pertinent qui ne sera pas le $Q_{MNA\ 1/2}$ ou le module d'étiage.

Exemple

Pour une petite rivière de Meurthe-et-Moselle, le Madon à Pulligny, qui dépend du bassin versant de 940 km², le catalogue des débits d'étiage donne les valeurs suivantes.

Module interannuel : 9,2 m³/s

Débit mensuel d'étiage :

- une année sur deux ($Q_{MNA\ 1/2}$): 1,28 m³/s ;
- une année sur cinq ($Q_{MNA\ 1/5}$) : 0,80 m³/s ;
- une année sur dix ($Q_{MNA\ 1/10}$) : 0,63 m³/s.

Le module interannuel sur la période d'étiage (mai à octobre) n'est pas fourni par le catalogue des débits. Un calcul est nécessaire à partir de la chronique des débits journaliers sur plusieurs années, ce qui peut être fastidieux si l'on ne dispose pas d'une base de données informatique sur les débits.

Proposition pour cet exemple : retenir pour les calculs de dilution la valeur de débit correspondant au module interannuel pendant la période d'étiage (à défaut, utiliser $Q_{MNA\ 1/2}$ donnée, disponible dans les catalogues de débits : 1,28 m³/s).

3.2.1.2.2 Régime nival

(Pour mémoire)

Ce type de régime correspond aux hautes montagnes avec neiges éternelles et glaciers. La fonte des neiges et glaces génère des débits importants en été et plus faibles en hiver.

En France, les bassins versants concernés par ce régime et où l'on trouve des agglomérations, parfois importantes, sont en nombre réduit. En été, les débits sont élevés, ce qui favorise la dilution. En hiver, les précipitations sont essentiellement neigeuses.

La forte pente de ces rivières de montagne contribue à une réoxygénation permanente. Les eaux sont froides, la concentration en oxygène dissous est élevée et les réactions de biodégradation liées à l'autoépuration sont ralenties.

A défaut d'une approche locale clairement définie pour le débit à retenir, on recommande d'adopter le même débit de référence que pour un régime pluvial océanique ou pluvio-nival.

3.2.1.2.3 Régime méditerranéen

Ce régime est caractérisé par des débits importants en hiver avec des pointes en automne et au printemps. Les étiages estivaux sont très marqués, ils peuvent même conduire à des assèchements temporaires. Les hauteurs d'eau mensuelles précipitées sont faibles en été. L'étiage estival est donc dû à cette rareté des précipitations ainsi qu'à l'évaporation et à la transpiration importante liée au climat.

Les orages peuvent être très intenses, c'est-à-dire avec de fortes pluies précipitées pendant de courtes périodes, sur des sols secs (pluies « cévenoles »).

Le ruissellement est important. Les déversements de temps de pluie rejoignent rapidement les rivières généralement pentues, avec des débits d'étiages très faibles, voire inexistantes.

Dans ce cas plus particulièrement, il est nécessaire d'aborder l'assainissement de temps de pluie d'abord sous l'aspect hydraulique. La préservation des personnes, tant au niveau du fonctionnement du réseau que des écoulements en rivière lors des orages importants sera prioritaire sur tout autre critère ([cf. niveau 4](#)).

Ensuite, il convient d'élaborer un projet pour l'assainissement de temps sec permettant de respecter les objectifs de qualité du milieu récepteur à un coût économiquement acceptable. La solution peut dans certains cas consister à préférer l'infiltration ou le stockage pour l'irrigation au rejet dans les eaux superficielles, en particulier lorsque le débit du rejet devient prépondérant par rapport au débit naturel de la rivière.

Enfin, si le contexte le permet, notamment vis-à-vis du milieu récepteur (débits permanents, milieu permettant au moins potentiellement une vie aquatique), il est possible d'envisager une approche de l'assainissement urbain de temps de pluie sur le plan qualitatif.

En zone méditerranéenne plus encore qu'ailleurs, les apports urbains sont à considérer comme une ressource potentielle et gérée comme telle.

Pour le milieu récepteur, le débit de référence à retenir est à évaluer au cas par cas au niveau local.

Indépendamment de toute autre considération, le régime hydraulique lui-même peut être assimilé à un élément de perturbation du milieu lorsqu'il est fréquemment de type torrentiel. Toute approche qui consiste à réduire les débits de pointe ruisselés vers la rivière et à augmenter les temps de transfert est donc positive en terme d'impact. On pourra au minimum essayer de limiter les impacts sur la morphologie de la rivière en étudiant et en traitant de façon équilibrée les problèmes d'érosion et de sédimentation.

3.2.2 Les eaux côtières et les eaux de transition

Le milieu littoral et estuarien constitue l'interface entre le milieu continental et le milieu marin, ce dernier assurant le rôle de réceptacle ultime pour l'ensemble des rejets continentaux. Les rejets liés aux activités anthropiques littorales s'ajoutent aux flux déversés par les rivières. Globalement, ces apports vont générer des impacts sur la qualité de l'eau, les écosystèmes et les usages du littoral.

En zone littorale, le débit n'est plus la notion pertinente pour évaluer les aptitudes du milieu récepteur à accepter les flux de pollution déversés. En revanche, le choix du point de rejet (qui inclut l'éventualité du report au large) peut être un enjeu fort vis-à-vis des usages de l'eau spécifiques au milieu maritime.

L'élément important est lié aux conditions de dilution/diffusion/dispersion des flux polluants par les courants, houles et marées.

L'analyse de la morphologie du littoral fournira des indications sur l'importance et la distribution probable des courants. Les données du Service Hydrographique et Océanographique de la Marine Nationale (bathymétrie, courants, marées...) peuvent également donner des éléments d'évaluation dans le cadre d'une approche sommaire. Cependant, les informations bathymétriques fournies par le SHOMN se limitent aux zones immergées en permanence. Or, une bonne connaissance de la topographie des zones d'estran est nécessaire dans le cadre d'une approche plus poussée. D'autres informations plus locales peuvent être exploitées (observations, souvenir d'événements particuliers, relevés topographiques de la zone d'estran, éléments de bathymétrie et de courantologie plus précis que ceux du SHOMN, modèles spécifiques...).

La distance à laquelle le rejet pourra s'effectuer doit tenir compte des contraintes locales (courants, houle, marée). Tout rejet en zone d'estran doit être proscrit.

L'estuaire en tant qu'interface entre le milieu continental et le milieu marin est particulièrement sensible à toute modification d'ordre naturel, économique, démographique ou autre en son sein ou au sein de son bassin versant.

La capacité du milieu estuarien à accepter les flux polluants dépend des débits d'eaux douces par rapport aux hauteurs d'eau à l'aval (marées). Par exemple, les forts étiages permettent la remontée du bouchon vaseux dans les zones amont où la quantité d'eau est plus faible, ce qui induit une dégradation supplémentaire de la qualité des eaux. On peut recommander le traçage et la modélisation des écoulements pour étudier la compatibilité des flux déversés avec des usages de l'eau tels que la baignade ou la conchyliculture.

En ce qui concerne la pollution bactériologique, l'absence d'enjeux locaux ne signifie pas que tout est acceptable. Il existe par ailleurs des textes réglementaires qui fixent les normes acceptables dans les milieux récepteurs (valeurs seuils présidant au classement des zones de [baignade](#), règles sanitaires pour la production de [mollusques](#)...).

Cf. *Programme scientifique Seine aval, volumes 1 à 7*,
Éditions Ifremer, 1999

Cf. *Urban Pollution Management (UPM)*,
Foundation for Water
Research, novembre 1994

Plus encore que les eaux intérieures, les eaux côtières nécessitent une approche intégrée ou globale, les approches trop locales ou ponctuelles ayant souvent pour conséquence de reporter les problèmes chez le voisin.

Les lagunes littorales constituent un milieu naturel particulier qui, en présentant une double interface terre-mer, cumule les fragilités des plans d'eau et des eaux côtières. La rencontre des eaux douces venant du bassin versant et des eaux marines entrant par le grau en font un milieu d'eaux saumâtres au fonctionnement complexe.

Les lagunes littorales subissent d'une part les variations parfois brutales des apports d'eau douce qui se mélangent (lentement) aux eaux saumâtres, et d'autre part les marées et le vent ; la dynamique hydraulique qui en résulte est propre à chaque site. La sédimentologie, les caractéristiques physico-chimiques sont très sensibles à cette situation. En contrepartie, l'importance écologique de ces milieux mérite d'être soulignée, tant comme halte migratoire, que comme lieu de pêche et de conchyliculture.

La préservation de ces milieux (y compris par la préservation de la qualité des apports d'eau douce) pourra amener à rechercher la possibilité de rejeter les effluents urbains en mer. Par ailleurs, il faut veiller à préserver ou restaurer les diverses structures fonctionnelles de l'espace lagunaire (berges submersibles, zones humides annexes...)

3.2.3 Les plans d'eau

Toute étendue d'eau douce d'une certaine profondeur stagnant dans une cuvette naturelle ou artificielle est un plan d'eau. On assimilera à des eaux stagnantes les milieux aquatiques superficiels où le renouvellement est long : temps de séjour de un mois et plus.

On peut distinguer plusieurs types de plans d'eau ; les étangs de faible profondeur, les plans d'eau plus profonds où l'on observe des phénomènes de stratification thermique et les retenues artificielles dont le fonctionnement est directement lié au mode de gestion de la retenue (marnage, vidange).

Les eaux stagnantes sont des milieux particulièrement vulnérables à toute forme de pollution. Un plan d'eau garde la mémoire de tout ce qu'il reçoit et les effets d'apports d'éléments polluants ne s'y font sentir qu'après un temps de latence plus ou moins important. A contrario, la restauration d'un bon état dans un plan d'eau pollué sera longue même après suppression de l'ensemble des rejets. Anticiper les dysfonctionnements est donc indispensable sur ce type de milieux.

Le faible renouvellement d'eau, l'effet mémoire du plan d'eau lié au stockage de la pollution dans les sédiments et la complexité des courants ne permettent pas *a priori* de se référer à un simple apport de dilution pour évaluer l'impact d'apports polluants. La profondeur et la surface du plan d'eau, la position du rejet et notamment sa dénivellée par rapport à la surface, le temps de séjour de l'eau et la densité thermique sont autant de paramètres qui vont influencer la réponse du milieu à un apport d'éléments étrangers ou aux déversements de quantités importantes d'éléments déjà naturellement présents.

Ces milieux sont soumis à des risques importants de désoxygénation dus à des effets différés de rejets tels que l'accumulation de matières décantables (sédimentation de matières organiques et de substances indésirables) et surtout l'eutrophisation (phosphore et accessoirement azote).

La période estivale, avec de fortes chaleurs et le développement de la végétation aquatique (alternance quotidienne de sursaturation et de déficit en oxygène dissous)

rend les plans d'eau particulièrement vulnérables. Cet effet est maximal à l'automne.

On évitera autant que possible les rejets permanents ou occasionnels dans ce type de milieu.

La seule exception envisageable porte sur des flux peu importants dans un milieu vaste et peu pollué, lorsqu'il n'existe aucune autre possibilité dans le choix d'un milieu récepteur à un coût acceptable.

3.2.4 Les eaux souterraines

Les eaux souterraines représentent une ressource importante tant du point de vue écologique qu'économique. Elles constituent en effet une réserve en eau considérable, assurent la recharge de nombreux cours d'eau en période d'étiage et participent à l'alimentation en eau de la population ainsi qu'aux utilisations industrielles et agricoles. Les eaux souterraines présentent donc, en plus de leurs fonctions écologiques, un intérêt économique stratégique

L'intérêt des eaux souterraines par rapport aux eaux de surface résulte notamment de la régularité de leur régime et de la constance de leurs qualités physiques et chimiques. Elles sont souvent mieux protégées contre les pollutions accidentelles du fait de vitesses de transfert réduites par rapport aux eaux de surface. La **vulnérabilité** d'une nappe (fonction de sa profondeur, de l'épaisseur non saturée qui la recouvre, de la présence ou non d'une couche imperméable qui la protège...) sera un critère essentiel dans l'éventualité de son utilisation comme milieu récepteur.

Les nappes sont alimentées par l'infiltration qui se produit à partir de chaque parcelle, réceptacle des précipitations, et un peu à partir des cours d'eau. L'eau qui ne ruisselle pas ou qui n'est pas mobilisée par l'évapotranspiration s'infiltré dans le sol, percole à travers la zone non saturée à une vitesse qui est fonction de la perméabilité et de la structure de celle-ci, puis atteint un niveau saturé. Cette percolation à travers la zone non saturée a un rôle très important car différentes sortes de mécanismes épuratoires s'y produisent, qui filtrent la plupart des substances contenues dans l'eau à l'état particulaire (mais non à l'état dissous).

Cependant cette ressource peut être menacée d'une part par des exploitations trop intensives, qui risquent de faire baisser anormalement le niveau de la nappe, d'autre part par une augmentation des teneurs en différentes substances polluantes qui tendent à rendre l'eau impropre à la consommation. L'agriculture intensive est en particulier à l'origine de l'augmentation des teneurs en nitrates, constatée dans de nombreuses régions de culture céréalière et d'élevage industriel. On peut aussi mentionner la pollution des eaux de nappes par les pesticides et autres substances indésirables. Les eaux résiduaires urbaines ou industrielles peuvent aussi être à l'origine d'apports de polluants dans les nappes. Ces effets ne sont pas directement visibles comme pour les eaux de surface et sont, de plus, souvent différés dans l'espace et beaucoup plus persistants dans le temps du fait de la faible vitesse de l'écoulement des nappes, et de la lenteur des phénomènes entrant en jeu.

Cette dégradation de la qualité des nappes peut se traduire en termes de risque pour la santé publique, de surcoûts pour les collectivités (déplacement de captage, nécessité de traitement de l'eau plus poussé), de dégradation de la qualité des cours

d'eau qu'elles alimentent (et donc à nouveau des surcoûts) et de perte d'une partie de la réserve pour les générations futures.

Cela met en évidence la nécessité d'une gestion globale de cette ressource, par unité hydrogéologique, qui peut dépasser largement les limites de la collectivité, voire d'un département, et concerner de multiples acteurs.

La vitesse d'écoulement de la nappe permet d'évaluer l'aptitude à déplacer les flux polluants. La modélisation complétée par un suivi avec des piézomètres peut permettre de connaître la dilution par diffusion et l'autoépuration éventuelle.

Cette gestion ne s'oppose pas à l'utilisation de l'infiltration pour évacuer les eaux pluviales urbaines, mais nécessite d'en évaluer sérieusement les risques, en tenant compte de la vulnérabilité de la nappe, de son étendue et de ses usages. Elle nécessite aussi de suivre l'évolution de la qualité dans le temps, et donc d'évaluer celle-ci avant la réalisation de tout ouvrage d'infiltration, afin de pouvoir ensuite en évaluer les effets à long terme. Si cette ressource est utilisée pour l'alimentation en eau potable, il sera utile de prendre l'avis préalable d'un hydrogéologue agréé en matière d'hygiène publique (en particulier si le projet est situé à l'intérieur du Périmètre de protection rapproché d'un point de prélèvement d'eau destinée à la consommation, où les ouvrages soumis à Déclaration au titre de la Loi sur l'eau, sont alors soumis à Autorisation¹⁴).

Sous réserve du respect de ces conditions, il est possible et même souvent intéressant d'utiliser l'infiltration comme mode d'évacuation des eaux de ruissellement, en portant toujours une attention particulière aux risques et aux effets d'éventuelles pollutions accidentelles.

La pollution dissoute va migrer vers la nappe, tandis que la fraction particulaire sera filtrée par le sol non saturé. Les eaux de ruissellement contiennent une pollution majoritairement particulaire, il est donc possible d'en envisager l'infiltration dans le sol. Les matières organiques sont partiellement épurées par des bactéries spécifiques dans des sols bien oxygénés.

Pour infiltrer de l'eau, il est donc indispensable d'avoir un sol de perméabilité suffisante pour absorber les débits ou les volumes rejetés, mais également une épaisseur non saturée suffisante pour que les phénomènes de filtration et de biodégradation puissent épurer efficacement l'eau avant qu'elle ne rejoigne la nappe. En première approche, une épaisseur de 1 mètre au-dessus du niveau le plus haut de la nappe paraît un minimum. On évitera systématiquement les zones karstiques et fissurées.

Pour les eaux usées, ce mode d'évacuation doit être réservé au cas particulier de l'assainissement non collectif en habitat peu dense et lorsque l'infiltration se fait dans le niveau superficiel.

De même, l'infiltration d'effluents provenant de surverses de réseaux unitaires est à éviter, sauf cas particulier à justifier dans le document d'incidences.

La Directive cadre d'octobre 2000 interdit le rejet direct de polluants dans les eaux souterraines (article 11.3.j). L'injection directe d'eau résiduaire dans la nappe est donc à proscrire.

L'arrêté du 6 mai 1996 relatif aux prescriptions techniques applicables aux systèmes d'assainissement non collectif interdit les rejets d'effluents, même traités, dans un puisard, puits perdu, puits désaffecté, cavité naturelle ou artificielle.

¹⁴ Décret n° 93-743 du 29 mars 1993, article 2.

Dans quelques cas très particuliers tels que l'absence permanente ou temporaire de milieu récepteur superficiel permettant la dilution des effluents ou bien un usage de l'eau très contraignant à l'aval, il est possible d'envisager une infiltration du rejet permanent après station d'épuration dans la nappe. Cette stratégie n'est pas généralisable en raison des risques d'effets irréversibles sur la nappe (impacts des rejets à long terme, risques de défaillance de la station d'épuration, pollution accidentelle). Il est alors recommandé de prévoir un moyen de contrôle de ce que l'on infiltre. Par exemple, un piézomètre pour mesurer la qualité de l'eau après percolation dans le niveau non saturé du sol naturel ou du terte filtrant.

3.3 Les outils d'évaluation de la qualité

Un des objectifs principaux de l'assainissement urbain, on l'a vu plus haut, est la préservation de la ressource et des milieux aquatiques.

Le postulat de départ est que tout rejet est une cause d'altération du milieu récepteur. Avant de définir les objectifs à assigner aux rejets du système d'assainissement de l'agglomération, il est essentiel de savoir quels flux de pollution résiduelle peuvent être déversés dans le milieu récepteur de telle sorte que l'altération apportée reste acceptable au regard des usages de l'eau ou de l'écosystème aquatique. Pour cela, il va être nécessaire de comparer l'état actuel du milieu récepteur et les tendances de son évolution à un état de référence que l'on veut maintenir ou vers lequel on veut tendre (bon état écologique par exemple).

L'état actuel est le résultat de toutes les altérations passées et présentes subies par le milieu récepteur.

La comparaison entre l'état actuel, les altérations subies, les rejets ou prélèvements qui en sont la cause et cet état de référence doit permettre de définir les objectifs de rejet pour l'agglomération.

Évaluer la qualité d'un écosystème et les relations de cause à effet entre les déversements et leurs impacts est éminemment complexe. Cette démarche peut toutefois être envisagée à partir d'indicateurs simples et éventuellement complémentaires.

Dans tous les cas, quel que soit l'indicateur retenu, on va devoir comparer une situation de référence avant rejet à un état après rejet. En plus, pour les déversements en rivière, un état des lieux à l'amont et à l'aval doit contribuer à évaluer l'altération apportée par les rejets de l'agglomération en situation initiale.

En rivière, la référence permet de caractériser ce qui arrive du bassin versant amont et que l'on ne maîtrise pas. L'évaluation aval peut caractériser l'état actuel ou bien être un objectif vers lequel on veut tendre.

Il existe des réseaux patrimoniaux de suivi en routine de l'état des milieux naturels.

Dans les rivières, c'est le réseau national de bassin dit RNB (qualité de l'eau) complété par des stations d'évaluation de la qualité biologique. Ces réseaux de données sont gérés par les agences de l'eau et les DIREN (Directions Régionales de l'Environnement).

Pour les plans d'eau, il n'existe pas de réseau national. Les données relatives aux suivis en routine des plans d'eau sont éclatées dans différentes bases de données, sur chacun des grands bassins versants hydrographiques français.

Pour les eaux souterraines, une base de données nationale est en cours d'élaboration : ADES, Acquisition de Données sur les Eaux Souterraines. Elle doit voir le jour en 2003. Des réseaux spécifiques, par grands bassins versants hydrographiques ou plus locaux existent. Ils sont gérés par les DDASS, les agences de l'eau, les DIREN et les conseils généraux.

Pour le milieu littoral marin, les résultats de surveillance sont rassemblés dans des bases de données nationales ou plus locales. Elles constituent des outils d'évaluation pertinents. Des réseaux de collecte de données similaires à ceux mis en œuvre sur les eaux intérieures ont été mis en place en zone littorale. Ils ont pour objectif de décrire la santé des milieux et d'assurer la sécurité sanitaire de l'homme. Ces réseaux sont gérés par de nombreux opérateurs (Ifremer, DDE, DDASS, IPSN...).

En complément de ces réseaux structurés, il existe des stations locales gérées par des industriels ou des collectivités (EDF, traiteurs d'eau, conseils généraux...) et qui peuvent disposer de chroniques d'informations utiles.

Enfin, lorsque cela est justifié ou en l'absence de données disponibles, il faut réaliser un suivi spécifique local adapté aux enjeux.

3.3.1 Qualité « écologique » du milieu récepteur

Elle s'évalue à partir de deux notions principales: l'état « biologique », relatif aux organismes qui vivent dans la rivière, et l'état « physico-chimique », qui caractérise l'aptitude de l'eau à la biologie.

3.3.1.1 L'état « biologique »

L'analyse des peuplements (poissons, macro-invertébrés benthiques, diatomées) présents dans un milieu aquatique apporte des informations indispensables pour évaluer la qualité globale de l'écosystème. En rivière, des comparaisons entre l'amont et l'aval peuvent permettre de quantifier l'impact des rejets sur les organismes vivants. Il est malheureusement difficile voire impossible d'adopter la démarche inverse (objectifs en matière de peuplement \Rightarrow quantification des flux maximaux admissibles).

En milieu marin, des indices de peuplements benthiques ont également été développés. Pour exemple on citera l'indice Hily-Glemarec (Faculté de Brest) et l'indice trophique de Word (transposition et adaptation de cet indice anglais sur la façade méditerranéenne par l'agence de l'eau Rhône-Méditerranée-Corse). Ces approches sont lourdes mais peuvent se justifier tout particulièrement dans le cas d'enjeux importants impliquant des aménagements lourds et coûteux.

L'analyse des peuplements est complémentaire de la qualité physico-chimique.

Elle permet *a posteriori* de vérifier le bien-fondé de ce qui a été réalisé. C'est plus un moyen de suivi de l'évolution de la biocénose qu'un outil opérationnel prédictif. Ce type d'analyse est particulièrement bien adapté aux rejets intermittents pour lesquels la mise en évidence d'un impact physico-chimique est difficile à évaluer.

Toutefois, il faut être particulièrement vigilant car de nombreux paramètres non liés aux rejets peuvent avoir un effet positif ou négatif. Par exemple, le fait d'être en année humide ou sèche, les crues, le choix de la station de mesure ou de la période de prélèvement...

3.3.1.2 Aptitude de l'eau à la biologie ou état « physico-chimique »

La potentialité biologique du milieu récepteur peut être évaluée à partir des caractéristiques physico-chimiques de l'eau au travers des classes et indices d'aptitude de l'eau à la biologie du [SEQ](#)¹⁵ Eau. Ceci permet de faire le lien entre qualité de l'eau et organismes vivant dans le milieu récepteur.

¹⁵ Système d'Évaluation de la Qualité

3.3.2 Qualité de l'eau

Le niveau de qualité d'une rivière pour une année calendaire est défini à partir des mesures effectuées sur un cycle annuel (12 campagnes de mesures au minimum).

Dans le SEQ, les paramètres de même nature ou de même effet sont regroupés en altérations. Pour chaque altération, on définit un indice de qualité (note comprise entre 0 et 100), une classe de qualité (de très mauvais à très bon) et une classe d'aptitude aux fonctions et usages.

Le niveau de qualité globale est celui du paramètre le plus déclassant.

Les résultats obtenus permettent ensuite d'évaluer les caractéristiques physico-chimiques de l'eau par rapport à son aptitude aux fonctions naturelles des milieux aquatiques (voir [3.3.1.2](#) ci-dessus), aux usages de l'eau et aux objectifs de restauration ou de maintien de la qualité de l'eau.

3.3.3 La qualité bactériologique

Il convient de noter que les micro-organismes sont des paramètres pris en compte par le SEQ Eau dans les classes d'aptitude aux usages (production d'eau potable, loisirs et sports aquatiques, irrigation) et dans les classes et indices de qualité de l'eau par altération. Cet aspect est directement lié à la santé. Les valeurs seuils définies dans le cadre des directives européennes doivent servir de base de référence pour la définition des objectifs de qualité :

- la Directive Communautaire 76/160/CEE du 8 décembre 1975 fixe les normes de qualité requises pour les eaux de baignades et donne des indications générales pour la mise en œuvre de leur surveillance ;
- la Directive Communautaire 91/492/CEE du 15 juillet 1991 fixe les règles sanitaires régissant la production et la mise sur le marché de mollusques bivalves vivants ; elle a été modifiée en dernier lieu par la Directive du Conseil 97/61/CE du 20 octobre 1997.

Le classement des zones de [baignade](#) suivant la directive européenne se décline en termes de conformité et non-conformité. En France, seule la quantité de germes témoins indicateurs de contamination fécale (*E. coli* et entérocoques) présents dans l'eau détermine le classement en quatre catégories : A (eau de bonne qualité), B (eau de qualité moyenne), C (eau pouvant être momentanément polluée) et D (eau de mauvaise qualité).

Le classement des zones de production de [coquillages](#) se décline également en quatre catégories, de A à D, en fonction de la concentration en *E. coli*. Contrairement aux eaux de baignades, les mesures sont ici effectuées sur la chair du coquillage. Les contaminations chimiques sont également prises en compte dans le classement des zones. Les mesures réalisées sur chair peuvent servir de base d'évaluation pour la qualité bactériologique des eaux.

Le facteur d'enrichissement permet en effet de déduire la concentration bactérienne par millilitre d'eau de mer à partir de la concentration bactérienne par gramme de chair et de liquide intervalvaire d'un coquillage. Ce facteur varie suivant le coquillage considéré, les conditions environnementales (degré de pollution, saison), mais également suivant les groupes bactériens considérés. On pourra, en première approximation considérer un facteur d'enrichissement en *E. coli* de l'ordre de 30 (10 germes pour 100 ml d'eau correspondent à 300 germes par 100 grammes de chair et de liquide intervalvaire).

Les valeurs seuils par classe et par usage sont indiquées au § 3.4.5 ([perturbation des usages de l'eau](#)).

Les données relatives à la qualité des eaux de baignade sont fournies par les DDASS. Le suivi des zones de production conchylicole et des zones de pêche à pied est effectué par Ifremer (Réseau de contrôle microbiologique REMI, 360 points) et les DDASS.

La qualité bactériologique peut aussi être un enjeu vis-à-vis de la potabilisation des eaux de surface (cf. [3.4.5.1](#)).

3.3.4 Les sédiments

Les sédiments déposés concentrent de nombreuses substances indésirables (micropolluants, pesticides, hydrocarbures aromatiques polycycliques, PCB, etc.). Il est possible d'évaluer une classe et un indice de qualité pour ces substances dans le cadre du SEQ Eau. L'analyse des dépôts est tributaire entre autres des conditions hydrauliques. Ce type de suivi concerne plutôt les plans d'eau que les rivières où les crues rendent plus difficile l'interprétation des résultats. Le cas échéant, les analyses de sédiments permettent de connaître l'histoire du milieu récepteur (chronologie de la sédimentation) et de choisir les filières de stockage ou de recyclage des matériaux de dragage s'il y a curage.

Comme l'analyse des peuplements, ce n'est pas un outil prédictif qui permet de faire le lien entre des objectifs de rejet et un état dans le milieu naturel, même si le constat « milieu » n'est pas sans incidences sur la stratégie de réduction des rejets et la prévision en terme de tendances.

3.3.5 Les outils disponibles par type de milieu

3.3.5.1 Eau douce

Pour chaque tronçon de rivière, il a été fixé par arrêté préfectoral un objectif de qualité que l'on peut comparer à sa qualité réelle. La prise en compte de cet objectif s'impose à l'occasion des autorisations ou déclarations au titre de la loi sur l'eau. L'outil qui a été utilisé est la grille de qualité des eaux superficielles qui date du début des années 70 (1A = excellent ; 1B = bon ; 2 = passable ; 3 = médiocre ; HC = Hors classe • *très mauvais* •).

Compte tenu des carences de cette grille officielle, l'évaluation est complétée par des niveaux de qualité pour l'azote, le phosphore, les chlorures et la chlorophylle en rivière (seuils agence de l'eau). Ces valeurs, non réglementaires, donnent des indications sur l'état des cours d'eau par rapport à l'eutrophisation.

Mais un nouvel outil opérationnel, (évoqué au 3.3.1.2 ci-dessus) plus complet et mieux adapté a été mis en chantier, le SEQ (Système d'Évaluation de la Qualité). Il comprend trois volets : milieu physique, biologique (en préparation lors de la rédaction de cet ouvrage) et qualité de l'eau. Le SEQ eau répond à l'analyse de l'état physico-chimique, et le SEQ biologique a vocation à répondre à l'analyse de l'état biologique.

Le SEQ eau permet d'évaluer la qualité de l'eau à partir des grands types de pollutions (altérations). Ces altérations sont traduites en indices de qualité sur une échelle de 0 à 100. Cette échelle est découpée en cinq parties égales qui représentent des classes de qualité (de très bon à très mauvais). A l'intérieur de chaque altération, les différents paramètres exprimés en concentration sont

transformés en sous-indice. L'indice de l'altération est celui du plus mauvais sous-indice de ses paramètres constitutifs.

A partir des classes de qualité correspondant aux altérations, il est défini des classes d'aptitude aux fonctions et usages.

La méthodologie d'évaluation de l'aptitude d'un milieu récepteur à recevoir des rejets à partir des caractéristiques physico-chimiques de l'eau lue au travers de la grille de qualité des eaux superficielles est *a priori* transposable à l'outil SEQ et à ce qui succédera à la politique des objectifs de qualité mise en place dans les années 70

3.3.5.2 Plan d'eau

Un système d'évaluation de la qualité (SEQ) spécifique est en cours d'élaboration. Cependant, des méthodes d'évaluation existent déjà. On citera pour exemple, la méthode dite « diagnose rapide » (Cereve, CEMAGREF, agence de l'eau Rhône-Méditerranée-Corse et ministère de l'environnement) qui permet d'évaluer l'état d'un plan d'eau, en particulier son niveau trophique.

Par ailleurs, la [qualité bactériologique](#) peut, selon les usages prendre une importance prépondérante.

3.3.5.3 Eau souterraine

Là aussi, un SEQ spécifique est en cours d'élaboration. Il faut noter l'importance que peut prendre ici la qualité chimique, qui s'apprécie au regard des différentes directives, puisque ce milieu peut être directement vulnérable aux substances dangereuses, et par ailleurs sollicité pour la fourniture d'eau de consommation.

3.3.5.4 Eau de mer

En zone littorale, les valeurs seuils définies dans le cadre des directives européennes doivent servir de référence pour la définition des objectifs de qualité. Ces valeurs fournissent actuellement une grille de lecture mais ne constituent qu'une partie de ce que doit couvrir la notion d'objectif de qualité puisqu'elles ne s'attachent qu'aux aspects sanitaires liés à certains usages du littoral : baignade et production de coquillages (voir la [qualité bactériologique](#)).

La banque de donnée QUADRIGE contient des résultats sur la plupart des paramètres physiques, chimiques et biologiques de description de l'environnement. Les mesures effectuées directement sur les eaux marines ne représentent qu'une petite partie des données enregistrées. Ces dernières sont issues du Réseau National d'Observation de la qualité du milieu marin RNO (Ifremer et MATE) dont les premières données datent de 1974. Les paramètres généraux de qualité des masses d'eaux y sont enregistrés : température, salinité, sels nutritifs (nitrate, nitrite, ammonium, phosphate, silicates), chlorophylle, oxygène dissous (sur certains sites seulement).

Par ailleurs, un réseau de suivi de qualité des eaux des ports maritimes, dénommé REPOM est opérationnel depuis 1999.

Le Réseau National d'Observation de la qualité du milieu marin (RNO) fournit également des données relatives aux métaux, organo-halogénés et hydrocarbures aromatiques polycycliques qui se sont accumulés dans la matière vivante. Les points de prélèvements sont au nombre de 80 sur l'ensemble du littoral français.

Un SEQ littoral, est actuellement en cours d'élaboration. Il intégrera les fonctions patrimoniales et les usages du milieu marin littoral.

Préconisations :

En eaux intérieures, on retiendra l'approche de la qualité physico-chimique pour évaluer les aptitudes du milieu récepteur à accepter des rejets urbains pour les raisons suivantes :

- facilité de calcul et lien de cause à effet entre flux déversés, concentration ajoutée et qualité du milieu récepteur ;
- choix de paramètres adaptés aux effets dans le milieu naturel. Une politique de dépollution basée sur quelques paramètres pertinents permettra a fortiori de réduire globalement tous les flux déversés ;
- la politique des objectifs de qualité de l'eau est en 2003 le seul outil réglementaire (donc partagé par tous) en ce qui concerne une approche de type « milieu récepteur ». La grille de 1971 puis le SEQ eau qui devrait s'y substituer fournissent des grilles de lecture pertinentes en terme d'évaluation. La Directive cadre européenne ajoute l'obligation de restauration de la qualité du milieu, et les textes qui seront pris pour son application ont vocation à préciser les évolutions ;
- de nombreuses données sur les milieux naturels sont disponibles via le Réseau National de Bassin (RNB) et les études particulières ;
- il est possible d'utiliser cette méthode au pas de temps le mieux adapté aux enjeux, de l'heure à l'année.

Une approche bactériologique s'impose dès lors qu'un usage des eaux réceptrices pour la baignade existe ou est envisagé.

Pour les zones littorales marines, estuariennes ou lagunaires, une approche bactériologique et physico-chimique est pertinente.

Cette approche est nécessaire mais non suffisante. Elle doit impérativement être complétée par une démarche relative aux organismes vivants (type IBGN annuel ou bisannuel sur macro-invertébrés benthiques) qui confortera le constat réalisé et sera un outil de suivi de la qualité globale du milieu.

3.4 Les rejets urbains : caractéristiques et impacts

Par temps sec, les eaux usées urbaines ont des caractéristiques qualitatives et quantitatives variables mais assez reproductibles d'un cycle journalier à l'autre, sauf cas particulier (activité industrielle prédominante par exemple).

Par temps de pluie, les eaux qui transitent dans les réseaux unitaires ont généralement des caractéristiques spécifiques différentes de celles des eaux usées et des eaux pluviales strictes. Des exceptions sont possibles, mais on observe le plus souvent :

- une teneur en MES minérales supérieure à celle des eaux usées de temps sec, associée à une meilleure aptitude à la décantation. La pollution de temps de pluie est majoritairement particulière ;
- une biodégradabilité moins bonne que celle des eaux usées de temps sec ;
- une concentration en MES et métaux lourds supérieure à celle des eaux usées de temps sec ;
- une concentration en DBO5, azote et phosphore inférieure à celle des eaux usées de temps sec.

De fortes variations des concentrations sont souvent observées au cours d'un même événement pluvieux. Mais il est maintenant admis que la notion de premier flot d'orage, si elle est statistiquement vraie en moyenne (50 % de la masse de polluants généralement transportés dans les premiers 30 % du volume total) est un phénomène insuffisamment marqué pour construire a priori une stratégie efficace de lutte contre la pollution des rejets de temps de pluie. Toutefois, stocker les premiers flots rejetés lors d'événements pluvieux permet généralement de collecter des effluents très concentrés, ce qui peut être une mesure efficace si l'ouvrage est en dérivation sur le collecteur, car on va ainsi conserver puis traiter un flux polluant maximal pour le volume de rétention disponible.

Les différences de composition entre les eaux rejetées par temps de pluie par plusieurs déversoirs d'orage d'un même réseau d'assainissement peuvent être importantes. La variabilité des concentrations selon les événements est cependant plus forte encore. La mesure de 10 à 12 événements pluvieux au moins est nécessaire pour en avoir une approche significative.

Cf. T.S.M. Spécial eaux pluviales, novembre 1995

3.4.1 Les paramètres de la pollution

Ce sont essentiellement :

les matières organiques et oxydables

Origine : pollution urbaine (excréments, matières végétales...) et éventuellement activités industrielles (agroalimentaire) ou agricole.

Paramètres : DCO, DBO5, COD ou NKJ.

Impacts principaux : consommation d'oxygène pour la biodégradation en éléments simples – désoxygénation des milieux récepteurs.

les nutriments (azote et phosphore)

Origine : matière organique et apports spécifiques (détergents, lessives, engrais).

Paramètres : différentes formes de l'azote (NKJ, NH₄, NO₂, NO₃) et du phosphore (PO₄, P total).

Impacts principaux : facteur d'eutrophisation et risque de toxicité aiguë par l'azote ammoniacal, présent dans les rejets urbains bruts.

les substances indésirables

Origine : activités diverses (industrie, artisanat, hôpitaux...) et ruissellement des eaux de pluie sur les surfaces imperméabilisées.

Paramètres : métaux lourds (plomb, mercure, cadmium), hydrocarbures (en particulier HAP, potentiellement cancérigènes), solvants, pesticides, etc. A rechercher de préférence dans les matières en suspension fines, dans les sédiments ou dans certains tissus des organismes vivants.

Impacts principaux : effets cumulatifs sur les plantes et les organismes vivants (maladies, perturbation de la reproduction, mort).

les bactéries et virus

Origine : humaine ou animale.

Paramètres : ceux des analyses bactériologiques.

Impacts principaux : propagation de maladies infectieuses.

les matières en suspension

Origine : érosion et lessivage des surfaces – remise en suspension des dépôts en réseau.

Paramètres : MES.

Impacts principaux : colmatage des fonds – transport de substances indésirables qui s'adsorbent sur les fines.

3.4.2 Origine et composition des eaux usées urbaines (temps sec et temps de pluie)

(voir [6.2.7](#) :estimation des rejets)

3.4.2.1 Les eaux usées urbaines de temps sec

C'est un mélange d'eau usée domestique et de divers déversements dans le réseau d'assainissement urbain avec des eaux parasites.

La production d'eau usée domestique est variable mais assez reproductible sur un cycle journalier, toutes choses égales par ailleurs. Il existe cependant des cas particuliers tels que les stations touristiques en saison (variation brutale et importante de la population sur une courte période) ainsi que les réseaux d'assainissement urbains qui reçoivent une part importante de rejets industriels.

La production d'eaux usées observée par temps sec continue bien évidemment pendant le temps de pluie.

3.4.2.2 Les sources de pollution des eaux de pluie

Les eaux de pluie constituent l'essentiel des eaux de ruissellement. Avant d'arriver dans les réseaux, elles se chargent de pollution en deux étapes, dans l'atmosphère puis lors du ruissellement sur les surfaces.

3.4.2.2.1 La pollution atmosphérique

Elle est due aux gaz, poussières et vapeurs (industrie, transport, chauffage...) présentes dans l'atmosphère. Les eaux de pluie n'arrivent pas pures au sol.

Tableau 5.: Intervalle de variation des principaux paramètres de la pollution de la pluie.

pH	4 à 7
DCO	20 à 30 mg/l
NH ₄ ⁺	0 à 1,5 mg/l
SO ₄	2 à 35 mg/l
Ca	0,5 à 2 mg/l
Na	0,5 à 2 mg/l
Zn	0,02 à 0,08 mg/l
Pb	0 à 0,15 mg/l

Extrait de : F. Valiron et
J. P. Tabuchi, *Maîtrise
de la pollution urbaine
par temps de pluie*
Lavoisier TEC &DOC
1992 (sauf NH₄⁺)

La part de la pollution atmosphérique dans la pollution globale apportée par les eaux pluviales est estimée à 20-25 % sauf pour ce qui concerne les métaux lourds où elle semble encore plus importante.

3.4.2.2.2 Les apports liés au ruissellement

Le phénomène de ruissellement commence après mouillage de la surface (de l'ordre de 0,5 mm de pluie) qui ne se traduit pas par un écoulement.

Les eaux de ruissellement sont chargées des éléments suivants :

- pollution atmosphérique ;
- éléments solubles déposés sur les sols imperméables ;

- particules arrachées et entraînées par la force érosive des écoulements.

En zone urbaine, les principaux types de substances déposées sur les surfaces imperméables ont les origines suivantes :

- pollution liée au transport : hydrocarbures, particules de pneus... ;
- déchets organiques divers : déjections animales, résidus des marchés, consommation en plein air ;
- déchets minéraux divers : terre des chantiers, produits de déneigement, usure mécanique des surfaces... ;
- érosion des matériaux routiers et de construction (béton, peinture, toiture et zinguerie).

On constate donc que les eaux de ruissellement, avant même de pénétrer dans un réseau d'assainissement, peuvent contenir une charge non négligeable de pollution.

3.4.2.3 Les dépôts en réseau

Des dépôts sont présents dans tous les réseaux, avant, pendant et après la pluie. En réseau unitaire, on peut distinguer les dépôts de temps sec, dont les caractéristiques peuvent être voisines de celles des effluents domestiques, et des dépôts de temps de pluie, à dominante plus minérale. Les tronçons à faible pente et les ouvrages de retenue sont particulièrement exposés au risque de formation de dépôt.

Il est important de prendre en compte le fait que les phénomènes en cause ne sont pas seulement physiques (sédimentation et érosion), mais également chimiques et biologiques. En temps sec, le réseau se comporte comme un bioréacteur : une partie importante des matières organiques facilement biodégradables (pouvant atteindre 50 % de la DBO5) est dégradée dans le réseau lui-même. Cette biodégradation se traduit par la formation d'un biofilm qui va être érodé pendant les périodes pluvieuses. Ce biofilm semble également jouer un rôle important dans la rétention de certaines substances indésirables (métaux lourds en particulier).

En réseau pluvial, le développement de biofilms peut aussi être observé, en particulier lorsque des opérations régulières de nettoyage des rues ou des espaces publics apportent des matières organiques.

3.4.2.3.1 Dépôts de temps sec

D'une manière globale, les faibles pentes associées aux petits débits génèrent des dépôts importants lors des périodes de temps sec. Une fraction de la pollution de temps sec se dépose donc dans le réseau et peut être remise en suspension totalement ou partiellement lors d'une pluie qui va générer un débit et des vitesses d'écoulement suffisamment importantes.

La quantification de ces dépôts de temps sec, remis en suspension lors de la pluie, est difficile.

L'azote étant essentiellement présent sous forme dissoute, ce paramètre de la pollution est peu concerné par les dépôts en réseau.

Une classification des dépôts dans les réseaux d'assainissement a été proposée par Crabtree (G.B. 1989) et confirmée au moins partiellement par les observations réalisées par Chebbo et Ahyerre sur les réseaux d'assainissement dans le quartier du Marais à Paris.

Ils distinguent :

- les sédiments grossiers non cohésifs, essentiellement minéraux, qui constituent l'essentiel des dépôts dans les collecteurs (présence de matières organiques inférieure à 10 %) ;
- les sédiments fins et organiques qui se déposent en couche fine, souvent à la surface des sédiments précédents (matières organiques évaluées à 50 %). Cette couche principalement composée de matières organiques d'origine humaine est facilement remise en suspension lorsque les vitesses d'écoulement augmentent ;
- les biofilms qui recouvrent les parois dans la zone de marnage de temps sec (matières organiques évaluées à 60 %).

3.4.2.3.2 Dépôts de temps de pluie

Les périodes de pluie sont la cause de dépôts importants de matières en suspension à fortes vitesses de chute (donc très minérales), entraînées par le ruissellement dans les zones de tranquillisation et au pied des seuils.

Lorsque l'on cherche à évaluer les flux déversés en temps de pluie, il est difficile de faire la part entre les dépôts antérieurs, remis en suspension par la pluie et les dépôts dus à la pluie elle-même. En effet, des phénomènes de reprise de dépôts ont lieu lorsque les vitesses d'écoulement augmentent en cours d'événement pluvieux.

En réseau, on assimile la reprise de la pluie précédente en début d'événement aux dépôts éventuels en fin d'épisode pluvieux. Le flux entrant est en moyenne voisin du flux sortant.

L'hypothèse demande à être confirmée du fait que ces dépôts sont plutôt minéraux, alors que les paramètres de la pollution sur lesquels on travaille sont usuellement les matières organiques et l'ammonium.

3.4.2.4 La qualité bactériologique des rejets

Les rejets urbains de temps de pluie contiennent une charge bactériologique non négligeable. Ce type de contamination a peu d'effets connus sur le milieu aquatique. En revanche, c'est une cause de perturbation pour certains usages de l'eau par l'homme, comme la potabilisation de l'eau et la baignade.

	Type de milieu	Coliformes fécaux pour 100 ml
D'ANDREA et MAUNDER, 1993 ; Toronto	Égout, temps sec Déversoir d'orage Ruissellement	10^4 à 3.10^4 10^6 10^4 à 10^6
WHITELEY et al., 1993 ; Ontario	Ruissellement	10^3 à 10^4
SIM et al., 1993 ; Sydney	Ruisseau urbain récepteur en temps sec Ruisseau urbain récepteur en temps de pluie (des surverses d'orage)	10^3 à 3.10^4 5.10^4 à 10^5
ELLIS et WU, 1994 ; Londres	Déversoirs d'orage	3.10^3 à $3,6.10^6$
ASHLEY et DABROWSKI, 1994 ; Dundee	Réseau unitaire, temps sec Réseau unitaire, temps de pluie	10^4 à 2.10^7 2.10^4 à 2.10^8
HART et WALLER, 1993 ; Canada	Eau de ruissellement, quartier résidentiel	10^3 à 4.10^3

Tableau 6.: Teneurs en coliformes fécaux dans les rejets urbains - Présenté par Chebbo, Mouchel, Saget et Gousaille dans T.S.M., Spécial eaux pluviales, novembre 1995

3.4.2.5 Les éléments comparatifs des concentrations

Le tableau 7 suivant extrait de l'Encyclopédie de l'Hydrologie Urbaine donne des ordres de grandeur usuels des **concentrations** habituellement mesurées selon la nature de l'eau.

Cf. :B . [Chocat](#),
Encyclopédie de
l'hydrologie urbaine et
de l'assainissement
éditions Lavoisier, TEC
& DOC, 1997

Paramètres de pollution	Eaux usées	Eaux de ruissellement	Eaux unitaires
MES	400 à 800	200 à 1000	200 à 1000
DCO	600 à 1000	100 à 500	100 à 1000
DBO5	400 à 600	40 à 150	100 à 500
Azote ammoniacal	45 à 90		10 à 30

Tableau 7.: Ordre de grandeur des concentrations en mg/l.

(Mais voir aussi [8.3.8.2](#) que l'on pourra considérer comme une mise à jour de ce tableau)

Par ailleurs, en ce qui concerne les **flux produits par unité de temps**, les comparaisons entre apport d'eaux usées et d'eau pluviales sur une même zone peuvent être très variables, ce qui n'est pas sans incidence vis-à-vis des impacts éventuels sur les milieux récepteurs.

Le tableau 8 suivant, tiré de [Cottet](#), (ENPC) porte sur deux sites en région parisienne (Les Ullis et Maurepas).

Paramètres de pollution	Base annuelle	Base journalière	Base horaire
MES	ER = EU/2	ER = EUx2	ER = 50xEU
DBO5	ER = EU/27	ER = EU/6	ER = 4xEU
DCO	ER = EU/9	ER = EU/2	ER = 12xEU
Azote organique et ammoniacal	ER = EU/27	ER = EU/7	ER = 3,5xEU
Phosphore total	ER = EU/27	ER = EU/10	ER = 2,5xEU

Tableau 8.: Comparaison entre eaux ruisselées (ER) et eaux usées (EU) avant épuration.

Le tableau 9 ci-après, extrait de l'Encyclopédie de l'hydrologie [op. cit. B. [Chocat](#)] donne des ordres de grandeur des masses moyennes annuelles de pollution à l'aval de bassins versants unitaires et pluviaux. (En kg/ ha imperméable.)

Paramètres de pollution	Collecteurs unitaires	Collecteurs pluviaux
MES	1000 à 2000	1000 à 2000
DCO	1000 à 2000	1000 à 2000
DBO5	800 à 1500	100 à 500
Hydrocarbures	5 à 80	4 à 35
Plomb	0,7 à 2,2	0,6 à 1,8

Tableau 9.: Masses moyennes annuelles de pollution en kg/ha imperméable

3.4.3 Les impacts des rejets urbains sur les milieux récepteurs

Ces [impacts](#) sont l'ensemble des conséquences directes ou indirectes des rejets sur le milieu naturel et les espèces qui y vivent et sur les usages que l'homme en fait.

Les rejets sont susceptibles de perturber le fonctionnement de l'**écosystème**, voire de l'altérer. Ils en modifient la cinétique d'évolution. L'impact d'un rejet particulier peut ainsi être défini comme la part spécifique de responsabilité de ce rejet dans la modification du milieu par comparaison entre l'état observé et une situation de référence, sans rejet.

On peut identifier deux perceptions différentes de la qualité des milieux naturels, de leur dégradation et donc de l'impact d'un rejet.

La **perception écologique** est relative à l'équilibre général de l'écosystème, et notamment de la biocénose. On considère que le milieu est de bonne qualité si son état est voisin d'un état naturel de référence, souvent difficile à définir.

La **perception environnementaliste** de la qualité considère le milieu comme l'environnement de l'homme. Le milieu naturel doit être adapté aux usages que l'homme veut en faire : production d'eau potable, baignade, pêche, etc. Le milieu sera donc considéré comme dégradé si sa qualité rend difficile, voire impossible, un usage souhaité.

Dans le cadre d'une démarche d'approche de l'assainissement des agglomérations qui prend en compte le milieu naturel, la perception environnementaliste est retenue parce qu'elle est en pratique plus simple à utiliser pour évaluer et quantifier l'impact d'un rejet sur un milieu récepteur. L'élément le plus usuellement utilisé est la mesure de certaines caractéristiques de la qualité de l'eau pour des paramètres significatifs représentatifs à la fois de la pollution urbaine et des impacts sur le milieu ou les usages de l'eau.

Mesurer l'impact d'un rejet (ou d'un ensemble de rejets relativement voisins) sur un milieu aquatique consiste à **comparer la différence** entre l'état du milieu perturbé par le rejet et l'état hypothétique du milieu en l'absence du rejet (mais néanmoins soumis aux apports diffus).

Sur les cours d'eau, cet état hypothétique peut être défini par référence à l'état du milieu à l'amont du rejet ou bien à l'état avant le rejet (s'il s'agit d'un rejet nouveau), ou enfin par référence à un état théorique.

Dans les plans d'eau, la comparaison amont/aval est impossible.

Pour l'approche de l'impact des rejets urbains dans un cours d'eau, on choisit de comparer l'état du milieu à l'amont de l'agglomération (ce qui permet de quantifier les altérations en provenance du bassin versant amont) à l'état du milieu récepteur à l'aval, dans un tronçon où les effets des rejets urbains sont fortement ressentis. La situation à l'aval peut être un constat de l'état actuel ou un état de référence que l'on veut atteindre (par exemple respect de l'objectif de qualité).

Exemple d'un bief long sur une rivière de plaine à l'aval proche d'une agglomération.

L'amont du seuil qui maintient le niveau du bief est une zone de dépôt probable. De plus, il peut y avoir des risques de désoxygénation si le renouvellement d'eau est faible et les apports de polluant importants.

En période estivale, l'eutrophisation est un facteur de risque supplémentaire. Le bief est donc une sorte de réacteur biologique.

S'il est nécessaire de réaliser des mesures ou des prélèvements, choisir le bief à l'amont du seuil qui maintient le niveau du plan d'eau.

Les phénomènes d'impact dépendent de la dynamique des rejets et de l'aptitude du milieu récepteur à se régénérer.

Les rejets de temps sec et de temps de pluie apportent des éléments dans des proportions variables, mais surtout selon des dynamiques différentes.

Les rejets de stations d'épuration en fonctionnement normal sont continus et relativement stables, ils ont donc un effet durable (pollution chronique).

Les déversements de temps de pluie sont événementiels et peuvent parfois provoquer des effets de choc.

Pour les déversements urbains, la superposition sur un même tronçon de rivière des rejets permanents de temps sec et des déversements occasionnels de temps de pluie complique la démarche d'évaluation des impacts respectifs sur la qualité du milieu récepteur.

Pour caractériser l'impact des rejets, il est nécessaire d'identifier, caractériser et quantifier **les apports de polluants** divers sur le bassin versant étudié (diffus, ponctuels, chroniques, permanents, bruts ou épurés). Cette information est à compléter autant que possible par des éléments relatifs au mode de transfert puis d'évolution (autoépuration, sédimentation, dilution, absorption, etc.) dans le milieu récepteur.

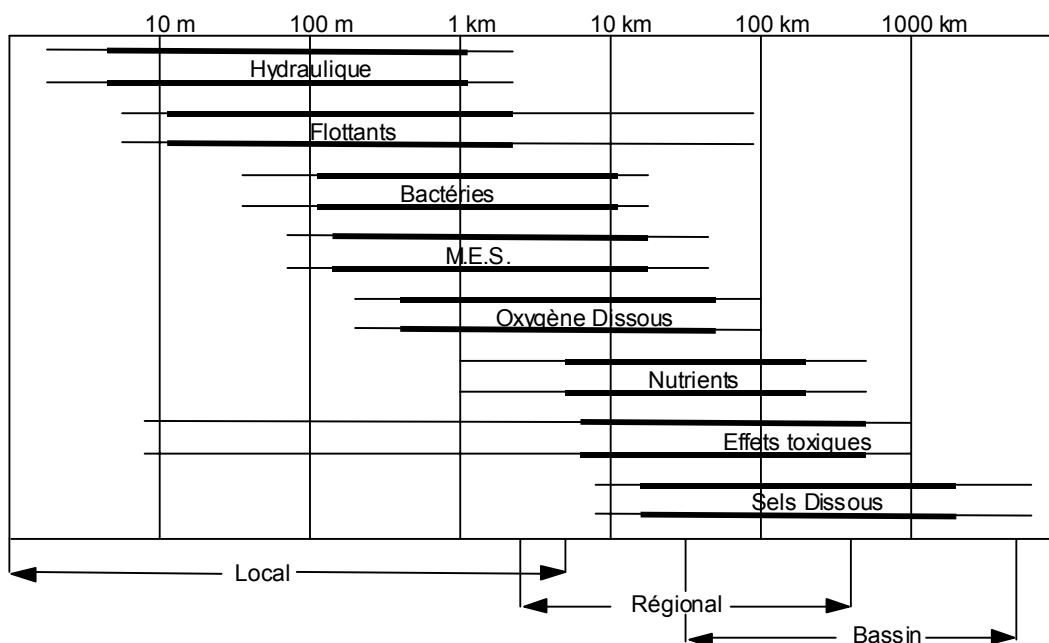


Tableau 10.: Échelle d'espace relative à l'impact des rejets urbains [Trabuc 1989].

L'encyclopédie de l'hydrologie urbaine [op. cit. B. [Chocat](#)] distingue trois niveaux d'indicateurs d'impacts :

- **les impacts physico-chimiques** qui sont caractérisés par l'augmentation de la concentration de paramètres caractéristiques de la pollution urbaine dans le milieu récepteur comme conséquence du déversement ;
- **l'impact biochimique** qui regroupe les réactions globales d'autoépuration, de sédimentation et de relargage, la consommation d'oxygène, etc. ;
- **l'impact biologique**, conséquence des rejets sur la biocénose.

L'approche de l'assainissement urbain à partir du milieu naturel sera envisagée à un premier niveau à partir de **l'impact physico-chimique**. D'une manière générale, on émettra l'hypothèse que le respect de certains objectifs (non-dépassement d'un niveau de concentration maximal dans le milieu naturel à l'aval du rejet) permet a fortiori de rester dans l'acceptable en ce qui concerne les impacts biologiques et biochimiques.

Cette démarche, à partir de l'impact physico-chimique et des concentrations maximales admissibles dans le milieu récepteur, permet de définir des objectifs en matière de flux rejetés par les systèmes d'assainissement en temps sec et en temps de pluie. Cette étape qui définit explicitement les objectifs est indispensable pour la programmation de l'assainissement urbain.

En complément, lorsque les usages de l'eau à l'aval le justifient, une approche à partir de la pollution bactériologique peut être envisagée. Comme pour l'impact physico-chimique, la démarche s'appuie sur des concentrations maximales admissibles dans le milieu et conduit à la définition d'objectifs à partir d'éléments tels que localisation, fréquence et durée de dépassement des seuils.

Diverses stratégies d'actions sont envisageables : réduire les flux déversés (volumes et masses de polluants), ce qui de facto réduira aussi la pollution bactérienne, déplacer le (ou les) point(s) de rejet(s) ou bien mettre en œuvre un traitement spécifique au(x) point(s) de rejet (chloration, ozonation ou autre).

En ce qui concerne **l'impact biochimique**, la complexité des phénomènes simultanés mis en jeu (autoépuration, relargage, diffusion de la pollution, cinétique des réactions, spécificité de chaque milieu récepteur, etc.) ne permet pas d'en faire de manière simple un outil prédictif. En revanche, dans des cas critiques, où le rapport de dilution est mauvais, un suivi en continu de la teneur en oxygène dissous dans le milieu récepteur peut apporter des éléments de compréhension de l'évolution du milieu vis-à-vis de cet indicateur fondamental des conditions de vie des organismes aquatiques.

L'impact biologique sera quant à lui utilisé comme outil de suivi pluriannuel de l'évaluation globale du milieu (IBGN, diagnose piscicole ou autre). Il n'est pas possible d'établir des relations simples de cause à effet entre rejets et biocénose dans un écosystème qui subit des agressions multiples, pas uniquement physico-chimiques.

3.4.4 Les effets des rejets urbains

3.4.4.1 Les effets immédiats ou effets de choc

Ils apportent une dégradation momentanée de la qualité du milieu. Ces effets sont particulièrement sensibles pour les déversements de temps de pluie.

3.4.4.1.1 Évolution de la teneur en oxygène dissous

Elle est liée à la superposition de deux phénomènes. D'une part, le mélange de volumes d'eaux normalement oxygénées du cours d'eau avec des eaux usées peu ou pas oxygénées et d'autre part, la consommation rapide d'oxygène nécessaire à la décomposition aérobie de la matière organique carbonée et azotée et au développement de bactéries contenues dans les rejets urbains de temps de pluie.

L'effet le plus spectaculaire constaté est celui de mortalités piscicoles.

Ce type d'impact est relativement facile à appréhender pour un événement pluvieux par la mesure. L'utilisation de la modélisation pour simuler les teneurs en oxygène dissous dans le milieu récepteur est plus complexe (nombreux paramètres influents).

La survie des poissons à de faibles teneurs en oxygène dissous dépend essentiellement des espèces présentes, de la durée d'exposition et de la température de l'eau.

Après déversement, la teneur en oxygène dissous atteint un niveau minimal, puis augmente ensuite naturellement sous l'effet du brassage, du renouvellement d'eau, des échanges air/eau et de la photosynthèse qui amènent une réoxygénation naturelle.

Espèce	Durée d'exposition		
	1 heure	6 heures	24 heures
Truite arc-en-ciel	1,5-2,5	> 3,2	3,5-4,5
Gardon	< 0,5	< 0,5	0,3-1,3

Tableau 11.: Seuils de concentrations en oxygène dissous permettant la survie [Milne et Al, 1989]

La température élevée de l'eau est un facteur aggravant pour les effets immédiats car elle augmente la cinétique des réactions biochimiques qui consomment de l'oxygène dissous dans le milieu récepteur, tout en réduisant le niveau de saturation (quantité maximale d'oxygène dissous pouvant être contenue dans l'eau à une température donnée). La présence d'ammoniacque peut également jouer un rôle important.

3.4.4.1.2 Apport d'azote ammoniacal

L'azote ammoniacal est présent dans les eaux résiduaires urbaines. On le trouve sous la forme gazeuse NH_3 , très toxique, et sous la forme ionisée NH_4^+ , plus anodine. Le déplacement de l'équilibre chimique entre ces deux formes dépend de la température et du pH. Un pH élevé augmente la concentration de la forme toxique.

En présence d'oxygène dissous, l'azote ammoniacal se transforme progressivement en nitrites (NO_2 , forme instable et toxique) puis nitrates (NO_3 , sans effet direct connu aux concentrations habituellement observées).

En terme d'effet négatif, il y a synergie entre les basses teneurs en oxygène dissous et la présence d'azote ammoniacal. Les deux phénomènes peuvent coexister (seule une partie de l'azote ammoniacal s'oxyde rapidement) ou bien se succéder. Dans les deux cas, les organismes aquatiques, en particulier les poissons, sont fragilisés. Le taux de mortalité éventuel dépend des espèces, de l'état sanitaire et de la durée d'exposition à cette situation de stress.

3.4.4.1.3 Augmentation brutale des débits et de la turbidité

Selon les cas, l'importance relative des débits rejetés et du débit de la rivière peut être non négligeable. De tels phénomènes entraînent une augmentation rapide des vitesses d'écoulement, une variation brutale de l'habitabilité du milieu et une augmentation de la turbidité.

L'augmentation de la turbidité est généralement due à des apports massifs de matières en suspension (MES) minérales et organiques liées aux rejets urbains de temps de pluie (RUTP) ainsi qu'à la remise en suspension de fines par un phénomène purement mécanique (vitesses d'écoulement importantes).

Les MES peuvent aussi avoir des effets différés et cumulatifs : colmatage des frayères, envasement du lit et même consommation d'oxygène par les substances biodégradables déposées lors d'un événement précédent et remises en suspension. Par ailleurs, l'augmentation de la turbidité peut réduire la photosynthèse (les rayons solaires atteignent des profondeurs moindres) donc la capacité de réoxygénation du milieu et la capacité respiratoire des poissons par colmatage des branchies, ce qui les fragilise.

3.4.4.1.4 Apport de bactéries pathogènes et virus

Les rejets urbains de temps de pluie (RUTP) contiennent des bactéries et virus. En eau douce, ils peuvent trouver des conditions propices à la reproduction (oxygène, nutriments, énergie solaire, température de l'eau) et dans certains cas, coloniser le milieu récepteur.

On notera cependant que les germes fécaux (indicateurs et/ou pathogènes) ne se multiplient que difficilement en milieu marin car celui-ci constitue un environnement globalement hostile.

Quel que soit le type de milieu récepteur, il peut alors y avoir des impacts sur certains usages de l'eau (abreuvement, baignade, fabrication d'eau potable, production de coquillages, pêche à pied).

3.4.4.2 Les effets différés et les effets cumulatifs

Ils concernent des substances dont l'effet est intrinsèquement durable (métaux, micropolluants) et des polluants relargués progressivement par les sédiments.

Les effets immédiats des rejets urbains de temps de pluie sont relativement faciles à observer car ils apparaissent à proximité des points de rejet et dans un délai assez court (mortalités piscicoles par exemple).

A l'opposé, les **effets différés des rejets urbains de temps de pluie sont plus difficiles à mettre en évidence**, ceci pour de multiples raisons qui tiennent à plusieurs facteurs :

- évolution des phénomènes dans le temps et l'espace pouvant être liée à des conditions extérieures ;
- difficulté à évaluer les effets à long terme de certaines substances sur des organismes par ailleurs soumis en même temps à l'évolution de leur biotope ;

- transferts au sein de la chaîne trophique et bioaccumulation en remontant la chaîne alimentaire ;
- transformation de certaines substances déversées ;
- toxicité différée due à la remise en suspension de dépôts ;
- possibilité de réaction de synergie ou d'antagonisme entre les substances ;
- effets peu ou mal connus de certaines substances sur les organismes ;
- évolution de la nature des substances contenues dans les rejets ponctuels ou diffus (en milieu urbain, réduction des rejets de plomb liée à l'utilisation de l'essence sans plomb, nouveaux produits phytosanitaires...).

3.4.4.2.1 Colmatage des frayères

La pollution des rejets urbains de temps de pluie est majoritairement particulière.

Les frayères à poissons sont généralement des zones calmes, à fond plat et recouvertes d'une faible hauteur d'eau. Un des effets différés les plus visibles des rejets urbains de temps de pluie concerne le colmatage des frayères.

Si une frayère est localisée à l'aval d'un (ou plusieurs) déversoir(s) d'orage (DO) important(s) et dans une zone de dépôts, l'effet physique des déversements de temps de pluie peut être le colmatage des herbiers et l'apport important de matière organique et minérale.

La frayère perd alors sa fonction. Ceci peut ensuite être la cause d'un déséquilibre dans l'écosystème si certaines espèces de poissons ne trouvent plus de zones de reproduction.

Cette situation est parfois observée à l'aval des agglomérations, dans des milieux aquatiques fortement artificialisés où les zones de frai sont rares. Le phénomène de colmatage des frayères est souvent couplé avec des dépôts de matières organiques, de nutriments et de micropolluants. Il y a alors une synergie d'impacts négatifs vis-à-vis de la pérennité de la frayère.

De plus, le colmatage limite, voire empêche totalement, les échanges entre la rivière et la zone hyporrhéique (zone de sédiments profonds, saturée, sous les cours d'eau, où il y a échange entre la nappe et les eaux de la rivière). Or en cas de pollution de l'eau ou d'étiage sévère, cette zone joue souvent un rôle extrêmement important de refuge, permettant la recolonisation ultérieure du milieu.

3.4.4.2.2 Apport de substances indésirables

Les rejets urbains de temps de pluie contiennent des substances indésirables. Celles-ci sont le plus souvent peu biodégradables. Elles peuvent se concentrer dans les sédiments. On va trouver :

- les micropolluants minéraux (cadmium, cuivre, plomb, zinc...),
- les hydrocarbures banals (autres que HAP...),
- les micropolluants organiques (HAP, PCB, etc.).

Une grande partie de **la pollution des eaux usées de temps de pluie se trouve associée aux matières en suspension fines**, à l'exception notoire des nitrates, nitrites et du phosphore soluble. Par ailleurs, les matières en suspension contenues dans les eaux usées de temps de pluie ont une bonne décantabilité. Les micropolluants, métaux lourds et hydrocarbures sont donc préférentiellement concentrés dans les matériaux fins déposés à l'aval des DO.

Les zones de sédimentation peuvent être considérées comme des endroits potentiellement pollués par les micropolluants minéraux et organiques.

Les matières en suspension constituent donc le principal vecteur de la pollution des rejets urbains de temps de pluie pour les métaux et les micropolluants. Le suivi des effets est long et complexe (étude de toxicité sur les organismes vivants). Il ne peut être réalisé en routine.

3.4.4.2.3 Eutrophisation

Les nutriments sont des éléments nécessaires au développement et à la vie des organismes dans le milieu aquatique (algues, bactéries, végétation aquatique...).

L'excès de nutriments engendre un développement anarchique de certaines populations et des dysfonctionnements du milieu, ce qui peut conduire à des phénomènes d'hyper-eutrophisation et amener des carences en oxygène dissous dans le milieu.

Les nutriments apportés par les rejets urbains sont essentiellement l'azote et le phosphore.

Il est donc préférable d'éviter les rejets urbains dans des plans d'eau. Chercher à réduire les apports en phosphore est indispensable. En effet, la mise en route des processus d'adaptation du milieu à des apports excessifs de phosphore entraîne une transformation radicale du réseau trophique. Pour restaurer un réseau trophique convenable, la diète phosphatée est toujours nécessaire mais pas suffisante, il faudra agir également sur le plan d'eau. En revanche, intervenir sur les nitrates sous prétexte que l'azote est facteur limitant de la prolifération algale peut s'avérer dangereux : une carence relative en azote peut amener les cyanobactéries (fort peu désirables) fixatrices d'azote à proliférer [Barroin, 1999].

En zone urbaine, les eaux de ruissellement ne constituent pas *a priori* une source importante de nutriments. Les rejets permanents de temps sec apportent la majeure partie des flux déversés au milieu récepteur. Les eaux usées et des dépôts de temps sec en réseaux contribuent également aux apports de nutriments lors des déversements de temps de pluie.

On observe généralement une accumulation des nutriments dans les sédiments. L'effet est alors différé à la période de relargage.

3.4.5 Les perturbations des usages de l'eau

Les activités anthropiques liées aux usages de l'eau représentent un fort enjeu économique et social (production d'eau potable, tourisme et loisirs...).

Il y a convergence entre l'objectif de protection du milieu et la notion de respect des usages de l'eau par l'homme puisqu'il est admis qu'une rivière équilibrée, tant sur le plan du milieu physique (absence de points durs sur le profil en long, préservation du lit majeur...) que sur celui des caractéristiques de la flore et de la faune, aura des capacités autoépuratrices optimales, toutes choses égales par ailleurs.

Les rejets urbains d'une manière générale génèrent quatre principaux effets :

- dégradation de la qualité de l'eau selon des critères physico-chimiques (substances polluantes, consommation d'oxygène) ;
- dégradation d'ordre bactériologique due à l'apport d'eau usée de temps sec et de temps de pluie ;
- perturbations physiques qui affectent l'écosystème telles que colmatage, comblement, érosion, forts débits instantanés... ;
- perturbations biologiques telles que le développement anarchique de la végétation aquatique.

Certains usages de l'eau sont particulièrement sensibles à tout ou partie de ces effets.

3.4.5.1 L'alimentation en eau potable

Une part importante des eaux potabilisables sont des eaux de surface et notamment des eaux de rivière. Globalement, environ un tiers de l'eau potable est prélevé directement en rivière, un tiers dans les nappes d'accompagnement, le dernier tiers provenant des eaux souterraines.

L'impact des rejets de temps de pluie sur l'alimentation en eau potable peut donc se situer à plusieurs niveaux :

- surcoût économique lié à un traitement plus poussé dans la mesure où les eaux sont plus chargées en pollution physico-chimique ou bactériologique ;
- surcoût résultant d'une interdiction temporaire de potabilisation de l'eau (nécessite de mettre en œuvre des moyens de substitution) par non-respect des normes sur l'eau brute ;
- risque sanitaire lié à la consommation d'une eau de moins bonne qualité ;
- problèmes techniques pour le traitement de l'eau brute résultant du colmatage des filtres et de la présence d'hydrocarbures en particulier.

Ces impacts sont difficiles à quantifier, à l'exception des surcoûts liés à un traitement plus poussé. Dans [Trabuc 1989, op. cit.] il est fait référence à des montants compris entre 400 et 2 000 kF par an pour la région parisienne (valeurs 1989).

En ce qui concerne la pollution bactériologique liée notamment aux surverses de réseau unitaire, des teneurs importantes peuvent être observées peu de temps après les déversements, elles chutent rapidement après quelques jours.

Sur le plan physico-chimique, les rejets urbains de temps de pluie peuvent être fortement chargés en ammoniacque. La directive CEE n° 75/440 du 16 juin 1975 qui définit la qualité requise des eaux superficielles destinée à la production d'eau alimentaire, les subdivise en 3 groupes :

- A1 : traitement physique simple et désinfection ;
- A2 : traitement normal physique, chimique et désinfection ;
- A3 : traitement physique, chimique poussé, affinage et désinfection.

Pour le paramètre ammoniacque, les valeurs guides sont :

- A1 : 1 mg/l NH₄ ;
- A2 : 2 mg/l NH₄ ;
- A3 : 3 mg/l NH₄.

Une augmentation temporaire de la concentration en ammoniacque dans l'eau prélevée, liée à des rejets urbains de temps de pluie, peut donc, le cas échéant, justifier d'un traitement plus complexe donc plus coûteux de l'eau. De plus, indépendamment des surcoûts économiques liés à une dégradation de la qualité de l'eau, on ne peut totalement écarter l'hypothèse qu'il existe aussi un effet sur la santé humaine lorsque l'eau distribuée est de moins bonne qualité, même temporairement.

3.4.5.2 La baignade

En plus de l'opacité de l'eau, de la présence d'amas filamenteux et autres aspects peu engageants pour des baigneurs, les caractéristiques bactériologiques peuvent rendre des eaux de surface impropres à la baignade.

Le dénombrement des germes témoins indicateurs de contamination fécale est un indicateur de risque pour la santé humaine, car il peut traduire la présence de germes pathogènes.

Lors des rejets de temps de pluie, les germes sont déversés en grand nombre en même temps que des matières organiques.

Leur concentration dans l'eau est réduite sous l'effet de la sédimentation, de la dispersion et de l'autoépuration. La disparition progressive des germes est fonction des conditions du milieu : turbidité, intensité lumineuse, etc. Une eau très turbide, une faible température ou l'abondance de matières organiques auront tendance à favoriser la survie des germes. Une température élevée favorise la mortalité bactérienne, sauf si le milieu est riche en éléments nutritifs. Toutefois, la durée de vie de ces populations est relativement courte. D'après Geldereich, 1968, moins de 10 % des coliformes fécaux subsistent dans le milieu naturel après une semaine.

On peut préciser que les stations biologiques n'éliminent en aucune façon la pollution bactériologique, à l'exception des lagunages, où le temps de séjour est long. Des traitements spécifiques (chloration, ozonation ou autres) doivent être alors envisagés sur les rejets traités, avant déversement au milieu naturel. Une autre solution consiste à déplacer le rejet vers une zone moins sensible.

La Directive Communautaire 76/160/CEE du 8 décembre 1975 fixe les normes de qualité requises pour les eaux de baignades et donne des indications générales pour la mise en œuvre de leur surveillance. Ce texte a été transcrit en droit français par le décret 81-324 du 7 avril 1981, modifié par le décret 91-980 du 20 septembre 1991, fixant les « normes d'hygiène et de sécurité applicables aux piscines et aux baignades aménagées ». Cette directive est toujours en vigueur pour le contrôle

sanitaire des eaux de baignade. Elle prévoit 14 paramètres physico-chimiques et 5 paramètres microbiologiques, devant satisfaire à des valeurs guides et impératives. Dans la pratique, en France, seuls les germes témoins indicateurs de contamination fécale (*E. coli* et entérocoques) déterminent le classement selon les critères suivants :

BON
Niveau guide : 100 germes pour 100 ml (<i>E. coli</i> et entérocoques)
MOYEN
Niveau impératif : 2000 germes pour 100 ml (<i>E. coli</i> uniquement)
MAUVAIS

Tableau 12.: Classement selon le dénombrement des germes indicateurs de contamination fécale.

Pour qu'une plage soit conforme à la directive (A ou B), le niveau impératif doit être respecté pour 95 % des prélèvements (soit 10 sur 10 prélèvements ou 19 sur 20 prélèvements).

Le classement des zones de baignade s'effectue actuellement comme suit :

Catégorie A	Eau de bonne qualité pour la baignade Au moins 80 % des résultats en <i>Escherichia coli</i> sont inférieurs ou égaux au nombre guide ; et au moins 95 % des résultats en <i>Escherichia coli</i> sont inférieurs ou égaux au nombre impératif ; et au moins 90 % des résultats en <i>entérocoques</i> sont inférieurs ou égaux au nombre guide.
Catégorie B	Eau de qualité moyenne Au moins 95 % des prélèvements respectent le nombre impératif pour les <i>Escherichia coli</i> ; les conditions relatives aux nombres guides n'étant pas, en tout ou partie, vérifiées.
Les eaux classées en catégories A ou B sont conformes aux normes européennes.	
Catégorie C	Eau pouvant être momentanément polluée La fréquence de dépassement du nombre impératif est comprise entre 5 et 33,3 %. <i>Il est important de noter que si moins de 20 prélèvements sont effectués pendant toute la saison sur un point, un seul dépassement du nombre impératif suffit pour entraîner le déclassement de la plage en catégorie C.</i>
Catégorie D	Eau de mauvaise qualité Les conditions relatives au nombre impératif sont dépassées au moins 1 fois sur 3. <i>Toutes les zones classées en catégories D durant deux années consécutives doivent être interdites à la baignade.</i>
Les eaux classées en catégories C ou D ne sont pas conformes aux normes européennes.	

Tableau 13.: Classement des zones de baignade.

Outre les rejets directs sur le littoral, les rivières peuvent également constituer un vecteur de transfert des pollutions de l'amont vers les eaux côtières. Ainsi, les plages situées près des embouchures sont généralement plus sensibles que celles placées hors de l'influence d'un cours d'eau.

Cependant, la pollution microbiologique reste dans une grande majorité de cas une pollution de forte proximité d'origine strictement fécale, liée essentiellement aux insuffisances et aux dysfonctionnements des systèmes d'assainissement des communes côtières.

La pollution microbiologique est non conservative : elle disparaît plus ou moins rapidement selon le type de germe considéré et les conditions du milieu (capacité de dilution-dispersion-diffusion, ensoleillement, transparence, etc.). Les germes

fécaux (indicateurs et/ou pathogènes) ne se multiplient pas dans le milieu marin car ce dernier constitue un environnement globalement hostile.

3.4.5.3 La pêche et la conchyliculture

Sur le long terme, par des apports chroniques bien qu'irréguliers et non continus, les rejets de temps de pluie peuvent être une cause de déclassement typologique de la population piscicole présente. Ceci se traduit en rivière par l'apparition d'espèces moins nobles (par exemple, salmonidés remplacés par des cyprinidés) et une diminution de la diversité des espèces. De plus, certaines altérations (colmatage des frayères, perturbation de la reproduction...) sont la cause d'une diminution des populations de poissons.

Par ailleurs, les mortalités piscicoles en eaux douces sont généralement dues à des orages d'été (phénomène d'anoxie résultant d'un apport supplémentaire d'eaux usées dans un milieu fragilisé combiné parfois à un développement algal trop important trouvant son origine dans des apports en sels nutritifs en excès). Ces événements exceptionnels sont mal vécus par les populations et les élus. Le fort pouvoir symbolique attribué au poisson est une cause de médiatisation des faits qui, outre des réactions de protestation du public vis-à-vis des décideurs locaux, peut entraîner des poursuites pénales avec recherche de responsabilités d'élus.

De plus, dans le cas d'implantation de pisciculture ou de conchyliculture à l'aval de rejets, il peut y avoir contamination des mollusques ou poissons d'élevage par des toxiques ou par des germes (pollution d'origine bactériologique). En milieu littoral, les courants côtiers peuvent être des vecteurs de pollutions. Les effets peuvent porter sur la santé des consommateurs (intoxication alimentaire) et sur l'économie locale en cas d'interdiction de vente des productions.

Un cas d'intoxication (gastro-entérite) avéré en France en 1997 a concerné 120 personnes. Il avait comme origine la consommation d'huîtres. Les huîtres avaient séjourné pendant 15 jours dans les bassins submersibles d'un établissement ostréicole, situé en amont de la rivière de Saint-Philibert (Morbihan). Des rejets de temps de pluie (60 mm d'eau en l'espace de 48 heures) furent à l'origine de la contamination.

Les principaux événements épidémiques mettant en cause les coquillages résultent de l'ingestion de coquillages (sauvages ou d'élevage) issus de zones placées sous l'influence de rejets continentaux et commercialisés sans traitement de décontamination préalable.

La réglementation applicable aux zones de production de coquillages découle de la Directive Communautaire 91/492/CEE du 15 juillet 1991, traduite en droit français par le décret 94-340 du 28 avril 1994 et l'arrêté du 21 juillet 1995 modifiés par l'arrêté du 21 mai 1999. Ces textes définissent le classement des zones conchylicoles selon les 4 catégories décrites ci-dessous, afin de limiter au maximum les risques sanitaires liés à la consommation de coquillages.

D'un point de vue bactériologique, le classement s'effectue sur la base suivante :

A si 90 % de résultats < 230 (et 0 résultat > 1 000) _____ 230 germes* _____
B si 90 % de résultats < 4 600 (et 0 résultat > 46 000) _____ 4 600 germes* _____
C si 90 % de résultats < 46 000 _____ 46 000 germes* _____
D si plus de 10 % de résultats > 46 000

* *Escherichia coli* par 100 grammes de chair de coquillage et de liquide intervalvaire.

Tableau 14.: Classement selon le dénombrement des germes indicateurs de contamination fécale dans le coquillage.

D'un point de vue de contamination chimique, le classement s'effectue sur la base suivante :

A, B et C si Hg total [0,5 mg, Cd [2 mg, Pb [2 mg*

D si Hg total > 0,5 mg, Cd > 2 mg, Pb > 2 mg*

* Valeurs par kilogramme de chair humide de coquillage.

Tableau 15.: Classement selon la concentration de certains polluant toxiques dans la chair humide du coquillage.

3.4.5.4 Le tourisme fluvial et la fréquentation des rives

Le tourisme vert est très souvent lié à la présence de ressources aquatiques de bonne qualité. Les effets perceptibles des rejets urbains de temps de pluie (irisation, flottants, odeurs) contribuent à dévaloriser l'image du site. Ils sont particulièrement sensibles dans le cas du tourisme fluvial où les usagers sont en permanence sur l'eau.

La préservation et la valorisation du milieu aquatique sont des objectifs admis par tous, notamment en milieu urbain. La manière dont une ville va aménager les abords de sa rivière, la valoriser et la rendre accessible a une symbolique forte en matière d'image et de qualité de vie dans la cité.

3.4.6 Propositions pour une approche à partir du milieu récepteur

Les indicateurs d'impact relatifs aux phénomènes en jeu sont hiérarchisés sur trois niveaux comme on l'a vu plus haut :

- les **impacts physico-chimiques et bactériologiques**, qui ne font intervenir que le paramètre de pollution considéré indépendamment des autres. Ce premier niveau, défini comme étant l'effet, est la conséquence directe et immédiate de l'apport de polluants dans le milieu, par exemple l'augmentation de la concentration d'un paramètre de la qualité de l'eau dans le milieu récepteur ;
- le second niveau correspond à un **impact biochimique**. Il regroupe l'ensemble des réactions biochimiques qui se produisent dans le biotope : autoépuration, relargage, consommation d'oxygène due à la dégradation de la matière organique, etc. ;
- enfin, le troisième niveau est l'**impact biologique**. Il peut être relatif soit aux conséquences directes des rejets sur la biocénose, soit aux conséquences en cascade provoquées par les impacts des deux niveaux précédents.

L'objectif est d'aborder l'assainissement de l'agglomération à partir du milieu récepteur. Comment faire le lien entre les rejets d'une agglomération et ce que devrait pouvoir absorber le milieu récepteur par rapport à son état actuel, aux objectifs de qualité et aux usages de l'eau ? Comme pour l'évaluation de la qualité du milieu récepteur, on retiendra l'approche physico-chimique pour [évaluer l'impact des rejets](#) à un premier niveau. C'est l'outil le plus simple et le plus immédiatement opérationnel pour lier rejets et capacité d'absorption du milieu récepteur.

En complément, lorsque les usages de l'eau à l'aval le justifient, une approche à partir de la pollution bactériologique peut être envisagée.

Le second niveau (impacts biochimiques) est trop complexe pour être étudié en routine sur de nombreux milieux récepteurs car les réactions sont multiples et simultanées. Cependant, certains contextes justifient la prise en compte des processus bio-chimiques seuls capables d'ajuster au mieux les aménagements aux objectifs de préservation ou de reconquête des milieux.

Le troisième niveau doit être plutôt un outil d'évaluation permettant de suivre l'évolution de l'écosystème par rapport aux rejets urbains. On fait le pari que l'amélioration de la qualité de l'eau devrait avoir des effets perceptibles sur l'écosystème, toutes choses égales par ailleurs (c'est-à-dire en supposant des conditions équivalentes de pression anthropique, de conditions climatologiques, etc.).

Les paramètres de la pollution à étudier dépendent des exigences et des caractéristiques du milieu récepteur ainsi que des usages de l'eau les plus contraignants.

Il est nécessaire de procéder par étapes successives :

- 1) quantifier les rejets, leur dynamique et leur potentiel de nuisance vis-à-vis du milieu naturel ;
- 2) compte tenu des caractéristiques du milieu naturel et des usages de l'eau, définir la sensibilité du milieu récepteur aux différentes altérations pouvant être apportées par les rejets urbains ;
- 3) choisir les paramètres physico-chimiques pertinents qui permettront de faire le lien entre les flux admissibles dans le milieu récepteur et les objectifs à atteindre en matière de déversements de rejets urbains.

En matière de rejets urbains, la situation de départ est généralement la suivante :

- **pour le milieu récepteur**, il y a constat d'une situation dégradée et/ou à améliorer ;

- **au niveau des rejets**, des effluents bruts ou partiellement épurés sont déversés par le système d'assainissement vers le milieu récepteur.

L'approche à partir du milieu récepteur nécessite dans un premier temps d'en connaître l'état actuel et de définir les objectifs à atteindre. Cette première étape doit ensuite permettre de faire le lien avec les rejets de l'agglomération, ce qu'ils sont actuellement (données connues ou à évaluer) et ce qu'il faudrait rejeter à terme pour atteindre les objectifs définis pour le milieu récepteur, dans l'hypothèse où la qualité amont ne se dégrade pas.



Partie II : La conception de l'assainissement

Toute étude d'assainissement commence par un examen attentif du terrain sous tous ses aspects, à l'échelle du bassin versant d'abord, pour se focaliser ensuite sur le territoire à équiper ([chapitre 4](#)). Les impératifs de préservation des milieux aquatiques obligent à prendre en considération son état actuel, sa situation lorsque le « bon état » sera atteint et à évaluer les efforts qu'il y aura lieu de consentir pour que les rejets urbains ne mettent pas en péril sa qualité ([chapitre 5](#)). Enfin des études préalables, qu'il y aura lieu d'adapter à chaque cas permettront de guider l'organisation de l'assainissement ([chapitre 6](#)). Ce chapitre présente sous forme de fiches construites sur un plan identique la démarche qu'il y aura lieu d'adopter pour chacune des étapes essentielles des études ou de la conception des ouvrages (cf. : [6.2 Fiches de cas](#)).



Chapitre 4: Les données nécessaires à la conception et à la conduite du programme d'assainissement

Table des matières du chapitre 4

4.1	Le territoire et son occupation : le diagnostic de site	119
4.1.1	Les critères liés au milieu physique	119
4.1.1.1	Les données météorologiques	119
4.1.1.2	Les données générales :	119
4.1.1.3	Les caractéristiques des milieux aquatiques superficiels ou souterrains :	119
4.1.1.4	Les potentialités et les risques recensés :	119
4.1.2	Les critères liés à l'activité humaine	120
4.1.3	Les critères liés à l'urbanisation du site ou de ses abords	120
4.2	Le diagnostic du système d'assainissement	121
4.2.1	L'état actuel du système technique	121
4.2.2	Le fonctionnement du système d'assainissement	122
4.2.3	L'état actuel des impacts	122
4.2.4	Les règles de gestion en vigueur	122
4.2.5	La conformité à la réglementation et au cadrage environnemental	123
4.3	Les conclusions du diagnostic	124
4.3.1	Analyse du site : Les critères liés au milieu physique	125
4.3.2	Analyse du site : Les critères liés à l'activité humaine : cartographie des usages de l'eau et des contraintes qui y sont liées.	127
4.3.3	Diagnostic urbain : Les critères liés à l'urbanisation du site ou de ses abords	129
4.4	Exemple de prise en compte des données	130

4.1 Le territoire et son occupation : le diagnostic de site

4.1.1 Les critères liés au milieu physique

(ils sont récapitulés dans le tableau du [§ 4.3.1](#))

4.1.1.1 Les données météorologiques

En l'absence de relevés locaux, exploitables, et opérés sur une durée suffisamment longue, on recueillera les données du centre météorologique départemental (voir la [carte](#) au chapitre 7). Ces données sont indispensables pour modéliser les pluies et simuler les événements en exploitant le modèle général de la collectivité.

(cf. [6.2.1.3.3](#) : élaboration de la campagne de mesures)

4.1.1.2 Les données générales :

Cette première approche, topographique et hydrographique, permet de définir le [contour](#) du (ou des) bassin(s) versant(s) interceptés par la ville. Apparaissent ainsi l'ensemble des agglomérations concernées, et l'interdépendance entre les communes de l'amont et celles de l'aval. Est ainsi délimité le périmètre potentiellement concerné par l'impact des futurs aménagements, à l'intérieur duquel on va opérer l'ensemble du recensement qui suit.

Les grands axes hydrographiques et les principaux exutoires sont repérés ainsi que la présence des structures d'assainissement existantes. La nature, la perméabilité des sols, la pérennité du couvert végétal sont aussi analysés.

4.1.1.3 Les caractéristiques des milieux aquatiques superficiels ou souterrains :

[quantitatives](#) : elles concernent les débits d'étiage et de pointe des cours d'eau, le marnage des plans d'eau, le battement de la nappe.

[qualitatives](#) : il s'agit de la qualité actuelle des cours d'eau, des plans d'eau et des nappes, de leurs objectifs de qualité, de la faune piscicole, hydrobiologie...et de la sensibilité de l'aval.

Ces données vont permettre d'évaluer les impacts des rejets sur le milieu récepteur, tel qu'exposé au [chapitre 5](#).

4.1.1.4 Les potentialités et les risques recensés :

La morphologie du bassin versant et le recensement des aléas connus permet de repérer les secteurs à risque d'inondation, par débordement, par ruissellement ou par remontée de nappe, ou encore les secteurs soumis au risque de coulées de boues, ainsi que ceux qui peuvent offrir des possibilités d'infiltration ou de rétention des eaux par exemple.

- *On aura donc à se demander : Où le réseau hydrographique est-il à [risque](#) ? Quelle est la nature de ce risque ? Et quels sont les sites et équipements ou réseaux « [sensibles](#) » de ce fait ?*

Et pour chaque lit de cours d'eau et d'oued (ou ravine): *Y a t il modification / comblement / obturation / [encombrement](#) du lit mineur ? Ou du lit majeur ?*

- *En suivant l'écoulement, on repérera les gabarits transversaux des sections d'écoulement, les rétrécissements, les différents exutoires : y-*

a-t-il des lits perchés ? *Y-a-t-il des confusions possibles entre dérivation et lit du cours d'eau ?*

Pour chaque point bas, ancien étang ou bras mort : *quelles sont les difficultés à gérer (absence d'exutoire) ?*

Pour les zones d'écoulement en nappe superficielle : *où se concentrent ces écoulements ? Y a t il des interférences avec les « anciens » réseaux d'irrigation ou de drainage ? Ces écoulements peuvent ils pénétrer dans les zones urbanisées actuelles ou prochaines ? Et avec quelles conséquences ?*

NB : ce « check -up » minimum de l'état initial peut être utilisé avec profit comme élément de « revue de projet »

4.1.2 Les critères liés à l'activité humaine

(ils sont récapitulés dans le tableau du § [4.3.2](#))

- **L'urbanisation :**

La [localisation](#) des zones bâties, leur dynamisme, leur évolution par secteurs homogènes (extension, densification, changement de mode d'occupation) permet de hiérarchiser les besoins mais aussi les risques en fonction des enjeux.

- Les **usages** liés à l'eau :

Sont repérées les zones [vulnérables](#) du fait de leur usage : activités (aquaculture, agriculture, tourisme), loisirs, ou alimentation en eau potable ; ainsi que, d'une manière générale, tout forage ou ouvrage hydraulique pouvant avoir une incidence sur l'écoulement naturel.

- Les **activités et ouvrages** divers:

L'agriculture en modifiant le ruissellement, ou les aménagements réalisés par le passé (routes en remblais, cours d'eau recalibrés) peuvent avoir une incidence sur le [régime hydraulique](#) local.

- Les **actes** d'ordre [réglementaire](#) :

Ils recourent à priori la présence de risques dus aux eaux, ou la vulnérabilité liée aux usages. Ils peuvent aussi procéder de démarches de protection du milieu aquatique ou de l'environnement (zones humides, réserves naturelles, sites classés), ou d'autres risques, naturels ou technologiques.

4.1.3 Les critères liés à l'urbanisation du site ou de ses abords

(ils sont récapitulés dans le tableau du § [4.3.3](#))

- **L'histoire** et l'occupation des sols:

La recherche de la « trace de l'eau » dans la ville permet de mieux appréhender l'impact de celle-ci sur le cycle urbain de l'eau. En particulier

l'implantation du bâti à proximité des cours d'eau actuels ou anciens mérite un examen attentif.

- La **population** et son « rapport » à l'eau :

Les usages, les habitudes qui conduisent à l'appropriation du site par la population, la mémoire des crues passées ou des cours d'eau anciens, permettent, en tenant compte de la démographie d'estimer les « chances » d'intéresser la population aux problèmes de l'eau.

- Les formes de **l'urbanisation** et le type de paysage qu'elles composent :

Les types et la densité de [l'habitat](#), le paysage, végétal ou minéral, donneront des orientations sur les possibilités d'intégration des systèmes qui pourront être choisies, pour l'assainissement pluvial notamment.

- La **volonté** politique :

Les options déjà prises en matière d'urbanisme et d'espaces publics vont conditionner les possibilités d'évolution de l'assainissement.

4.2 Le diagnostic du système d'assainissement

(ne figure pas dans les tableaux ci-après)

4.2.1 L'état actuel du système technique

On s'intéresse en priorité à sa capacité à répondre aux besoins de l'agglomération :

*Quelles sont les conditions de [collecte](#) des eaux usées, leur importance et leur nature, leur mode de gestion et les problèmes rencontrés lors de l'exploitation ?
Quelles sont les [zones d'apport](#) d'eaux pluviales au réseau ?*

Quelles informations a-t-on au sujet des critères de cohérence et d'adéquation entre le système technique et l'urbanisation (ratio des [branchements](#), des rendements épuratoires, connaissance des capacités disponibles, connaissance et suivi des [rejets non domestiques](#) ...) ?

[L'inventaire](#) complet des ouvrages composant le système d'assainissement comprend en particulier les exutoires, ainsi que la liste des points sensibles du système (vétusté, obsolescence, dysfonctionnements à répétition - odeur, obturations, débordements - sensibilité à l'environnement - dépôt dans les égouts, tassements...). Sa saisie informatique en permettra la maintenance et l'évolution, ainsi que la l'élaboration du [modèle général](#) de la collectivité. (Voir aussi le [diagnostic patrimonial](#))

L'inventaire s'intéresse aussi aux ouvrages [d'évacuation](#) des eaux de ruissellement, enterrés ou superficiels.

Quels en sont les points singuliers ? leur statut (public, privé, en servitude...notamment pour les fossés) ?

Quel est le schéma actuel des écoulements principaux en cas d'événement exceptionnel (insuffisance généralisée des ouvrages : [niveau 4](#)) ?

4.2.2 Le fonctionnement du système d'assainissement

Le [diagnostic](#) effectué à l'aide de simulations concernant le fonctionnement du système technique doit permettre de mettre en évidence les insuffisances des ouvrages ou au contraire leurs capacités résiduelles, d'expliquer les dysfonctionnements constatés, et l'impact sur le milieu :

Quelles données sont utilisées pour ces simulations, sous quelle forme, et avec quelles hypothèses ?

(voir aussi le diagnostic du [fonctionnement par temps sec](#), le diagnostic de la [station d'épuration](#), le [diagnostic hydraulique](#) d'un système d'assainissement existant, et [l'estimation des rejets](#) d'un système d'assainissement).

4.2.3 L'état actuel des impacts

La connaissance de l'état actuel des impacts est souvent liée à la connaissance de l'état des milieux récepteurs, qui, elle, en général n'est pas du ressort de la collectivité. D'où l'importance pour celle-ci de travailler en relation étroite avec les responsables de la gestion des milieux aquatiques (MISE, Agences de l'eau, et autres partenaires dans le cadre de SAGE, de contrat de rivière, de contrat de baie...). Nous avons cependant donné dans le chapitre 3 les éléments de base de l'approche de la connaissance de l'état de ces milieux.

Quels sont les [impacts](#) aux exutoires, liés au débit (érosion, débordements, effets de chasse, influence sur le régime des eaux), ou aux flux polluants (par temps secs par temps d'orage, ou lors d'autres événements pluvieux, et ce selon le régime des eaux à l'exutoire) ?

(voir [l'estimation des impacts](#) des [rejets](#) d'un système d'assainissement sur le milieu récepteur).

Quels sont les impacts sur les nappes ? (cf. [3.2.4](#) : les eaux souterraines)

Mais les impacts concernent aussi la population locale :

Y a t il des nuisances signalées, de quels types et origines (odeurs, bruits, esthétique...) ? Le cas échéant, quelles en sont les causes ?

(cf. [1.3.2.2](#) : la correction des dysfonctionnements et [1.3.4.3](#) : la connaissance de l'impact du système sur les milieux et sur les usages).

Enfin, une gestion inadaptée des sous-produits peut également engendrer des impacts négatifs.

Quels impacts sont liés à la gestion des [sous produits](#) (boues, sables, produits de curage, refus de dégrillage...)?

4.2.4 Les règles de gestion en vigueur

La connaissance du système physique ne suffit pas pour en établir le diagnostic ; le cadre institutionnel et l'organisation de la gestion doivent nécessairement être pris en compte :

Quelles sont les modalités d'exploitation (régie, affermage,...) et le [découpage institutionnel](#) propre au système d'assainissement ?

Quelles sont les procédures de [gestion administrative](#) et les modalités de leur fonctionnement (autorisations, contrôles, servitudes, conventionnements...) ?

Quelles sont les modalités techniques de gestion (entretien, maintenance, réparations, renouvellement,...) secteur par secteur si besoin est ?

(cf. [1.3.5.3](#): l'élaboration de consignes d'exploitation du système d'assainissement)

Comment capitalise-t-on l'expérience acquise ?

(cf. [1.3.4.1](#): la connaissance du patrimoine et [1.3.5.2](#): l'établissement de documents type)

4.2.5 La conformité à la réglementation et au cadrage environnemental

Cette question, primordiale pour la maîtrise d'ouvrage, doit à nouveau être passée en revue au moment de l'établissement du diagnostic du système d'assainissement :

Quelles sont les [obligations](#) législatives et réglementaires ?

L'existant est il en cohérence avec les [SDAGE](#), [SAGE](#), [PPR](#), [Périmètres de protection des captages pour l'alimentation en eau potable \(AEP\)](#) ou autres documents administratifs ?

Quels sont les [objectifs de qualité](#) propres aux exutoires ?

Quels sont les objectifs de [réduction des flux polluants](#) déjà définis ? sont ils respectés ?

Quel est l'état actuel du [zonage communal](#) d'assainissement ? est il en cohérence avec les documents d'urbanisme ?

Quelles sont les autres contraintes d'ordre environnemental relatives à cette zone, et sont elles respectées (zones humides, sites classés...) ?

Où en est-on de la mise en place de [l'autosurveillance](#) ?

Et du suivi de la qualité des [boues](#) valorisées en agriculture ?

Comment les [informations](#) réglementaires sont elles faites ?

4.3 Les conclusions du diagnostic

Elles dégagent une photographie de l'état actuel de l'assainissement : le niveau de son adéquation aux besoins, les réserves de capacité du système, mais aussi ses faiblesses, les potentialités du territoire ainsi que les contraintes avec lesquelles il faudra composer. Ajoutons que la pérennisation des connaissances (cf. [6.1.1](#) : *chaque étude doit s'inscrire dans un processus continu*) et l'alimentation du modèle par les résultats de l'autosurveillance doivent permettre d'aboutir à un « **diagnostic permanent** ». On récapitulera la situation en répondant aux questions suivantes :

Pour l'ensemble du territoire :

Quels sont les secteurs à risque ? de quelles origines ?

Y a t il des secteurs favorables ou défavorables à l'implantation de l'assainissement non collectif (là où le collectif n'existe pas) ? A la dispersion des eaux pluviales (en surface ou par infiltration, ou par création de nouveaux exutoires), à leur rétention, à une pratique des techniques alternatives attractives ? (cf. [6.2.11](#) : élaboration du zonage)

Pour l'existant en particulier:

L'assainissement actuel est il en adéquation avec l'urbanisation et son [développement](#) ?

Quels sont les différents niveaux d'insuffisance, et leur fréquence de retour, et en particulier quel est le niveau de risque de [débordement](#) généralisé en cas de précipitations exceptionnelles ? Quel est alors le [cheminement](#) des écoulements principaux, y a t il des secteurs particulièrement exposés ?

Que résulte-t-il de ce constat ? Où sont les insuffisances ? Quelles [possibilités](#) s'offrent pour les résoudre ?

Quels sont les enjeux actuels propres au système en place tels qu'ils sont perçus par les responsables du service d'assainissement (son développement, sa modernisation, son [adéquation aux besoins](#)...)?

Et pour les extensions urbaines :

Quelles sont les [potentialités](#) du site ? Que peut on [greffer](#) sur l'existant et comment ? Y a t il des secteurs favorables ou défavorables à [l'assainissement collectif](#) ?

4.3.1 Analyse du site : Les critères liés au milieu [physique](#)

Critères	Sources	Données à recueillir	Finalité des données
Climatologie	Météo France	Pluviométrie locale : chronique des événements, valeurs extrêmes	Modélisation de la pluie
Topographie, et hydrographie	Cartes IGN 1/25 000 1/5 000	Limites générales du bassin versant et son exutoire Principaux axes drainant, pérennes ou non Structures d'assainissement existantes	Nécessaire coopération entre les communes amont et les communes aval Localisation et sens des axes d'écoulement
Morphologie du bassin	Cartes IGN 1/5 000 Plans topo-graphiques et photos aériennes	Forme du bassin versant (allongement) Positionnement des zones urbanisées dans le bassin versant Pentes moyennes des terrains et couverture végétale de l'ensemble du bassin versant Singularités : étranglement de vallée, rupture de pente Points bas, dépressions	Importance de la concentration des écoulements Influence sur le temps de concentration Importance du ruissellement Mécanismes d'écoulement particulier Zones propices au débordement ou à la rétention
Hydrologie	RNB Police de l'eau Gestionnaire des domaines DIREN	Débit des cours d'eau : à l'étiage, en crue, (module) Marnage des plans d'eau Objectifs de qualité, qualité actuelle	Détermination des limites aux exutoires : en quantité et en qualité

<p>Inondations et risque hydrologique</p>	<p>DDRM Police de l'eau Service d'annonce des crues Gestionnaire des domaines, élus, riverains, archives...</p>	<p>Communes à risque d'inondation Régime des cours d'eau, points de débordement fréquents, état d'entretien Lit majeur des cours d'eau, état d'encombrement Zones inondables connues avec indication de la vitesse des courants. Coulées de boues connues Phénomènes associés aux crues :embâcles, glissement de terrain, instabilité d'ouvrages, etc...</p>	<p>Approche de l'aléa « inondations » Recherche de capacités résiduelles, détermination des débits admissibles Recherche des zones aptes à être inondées Détermination fine de l'aléa</p>
<p>Pédologie Sols</p>	<p>DDAF, DDE, Chambre d'agriculture</p>	<p>Nature des terrains Perméabilité des sols Sensibilité à l'érosion Permanence du couvert végétal Capacité de rétention des eaux par les sols</p>	<p>Capacités d'infiltration (pluies courantes) et aptitude à l'assainissement non collectif Risques de transport de solides Aptitude à retarder le ruissellement (de façon pérenne) Compensation à l'imperméabilisation</p>
<p>Hydrogéologie</p>	<p>BRGM, Police de l'eau, Utilisateurs des eaux souterraines Carte géologique</p>	<p>Profondeur de la nappe niveaux (moyens et maxi) Mode d'alimentation de la nappe, relations avec le système hydraulique de surface Vulnérabilité de la nappe Objectif de qualité, qualité actuelle Présence de sols compressibles</p>	<p>Capacités d'infiltration Risques de déficit d'alimentation Protection de la nappe Détermination des zones à risque pour les ouvrages souterrains (comme d'ailleurs pour les bâtiments)</p>
<p>Les contraintes liées à l'environnement</p>	<p>DIREN, DRIRE, documents d'urbanisme</p>	<p>Sites classés, réserves naturelles, milieux sensibles du bassin versant, soumis à des réglementations strictes. Zones humides et zones sensibles à protéger. Servitudes directes : risques naturels.</p>	<p>Respect de ces contraintes prises en compte lors de l'élaboration des PLU</p>

Tableau 16.: Les critères liés au milieu physique

4.3.2 *Analyse du site* : **Les critères liés à l'activité humaine : cartographie des usages de l'eau et des contraintes qui y sont liées.**

Critères	Source	Données à recueillir	Finalité des données
Humains et économiques	Documents d'urbanisme Photos aériennes	Localisation des zones de concentration humaine et économique	Identifier les zones qui du fait de leur activité ou de leur imperméabilisation peuvent avoir un impact en aval sur le plan de la sécurité et / ou de la qualité des eaux.
Les usages liés à l'eau	SDAGE, SAGE, contrat de rivière, DIREN, Police de l'eau, Agence de l'eau PLU (rapport et annexes)	Localisation des zones, à l'aval, vulnérables du fait de leur usage : lieu de baignade, lieux publics de toute nature, zones d'activité (aquaculture, commerce, tourisme). Localisation des périmètres de protection et de toutes les mesures de protection des nappes lorsqu'elles sont utilisées pour l'alimentation en eau potable. Les forages Les ouvrages hydrauliques ayant une incidence sur l'écoulement naturel des eaux	Maintien de la qualité des eaux Protection de la ressource Identifier les conflits d'usage possibles
Les usages agricoles ayant une incidence hydrologique	DDAF, Chambre d'agriculture, photos aériennes	Zones cultivées et pratiques culturales pouvant modifier le cycle de l'eau Les zones de sylviculture Les zones de défrichement Les zones de cultures aptes à être inondées	Incidences sur le ruissellement et évolutions possibles Valorisation des zones inondables

Les aménagements	Cartes IGN, documents d'urbanisme, photos aériennes	Travaux d'urbanisation, Travaux routiers, Travaux hydrauliques : recalibrage de cours d'eau, rehaussement de berges, drainage, .. Ouvrages existants pour limiter le risque hydraulique : bassin de rétention, chenal secondaire, digues de protection, ...	Incidences de ces aménagements sur le régime hydraulique du bassin versant
Les contraintes liées à l'urbanisme	DIREN, DRIRE, documents d'urbanisme	Monuments ou sites classés soumis à des réglementations strictes. Servitudes directes : risques technologiques, ...	Respect de ces contraintes prises en compte lors de l'élaboration des PLU

Tableau 17.: les critères liés à l'activité humaine

4.3.3 Diagnostic urbain : Les critères liés à l'urbanisation du site ou de ses abords

Critères	Sources	Données à recueillir	Finalité des données
L'histoire	Rapport de présentation des documents locaux d'urbanisme; Enquêtes de terrain	Recherche de la « trace de l'eau ». L'évolution urbaine et son impact sur le cycle urbain de l'eau	Respect ou rétablissement de l'hydrographie naturelle
L'environnement sociologique		Les fonctions, les usages, le vécu de la population déjà implantée sur le site ou à proximité : pratique de la pêche dans le cours d'eau, promenades sur ses rives, habitudes qui conduisent à l'appropriation du site par la population. La mémoire collective et individuelle des habitants : la connaissance des crues passées, des cours d'eau...	Adéquation des nouveaux aménagements aux habitudes acquises par la population Intégration des événements exceptionnels dans la culture locale
L'urbanisme et le paysage		Paysage végétal ou minéral, type d'habitat, composition et forme urbaines.	Intégration des nouveaux aménagements
L'occupation des sols		Lieux habités exposés à l'aléa inondation Espaces publics exposés aux écoulements : Établissements et réseaux sensibles (Établissements recevant du public, centres de secours, voie d'accès...) Enjeux économiques	Prise en compte des enjeux face à l'aléa « inondation » Détermination de la vulnérabilité des lieux
La démographie		Le type de population, son âge, sa catégorie socioprofessionnelle (il s'agit d'une photo instantanée, qu'il convient d'apprécier dans la durée)	Étude prospective de la « vie » des nouveaux aménagements
La volonté politique		Politique de la collectivité en matière d'espaces publics, d'environnement, d'urbanisme...	Intégration des nouveaux aménagements dans cette politique

Tableau 18.: Les critères liés à l'urbanisation



4.4 Exemple de prise en compte des données

Le directeur des services de la ville de *X*, s'est vu confié la responsabilité de l'assainissement à l'occasion de son extension à une nouvelle zone sur laquelle un projet d'aménagement vient d'être arrêté dans son principe.

Les archives du service sont extrêmement succinctes et se résument à quelques contrats d'entretien des ouvrages essentiels, sommairement rédigés. Il n'y a qu'un plan très schématique du réseau, sans indication de ses capacités. Seul le fonctionnement de la station d'épuration est à peu près connu, mais le milieu récepteur se révèle relativement dégradé, ce qui suscite le mécontentement de la population. De plus, des plaintes fréquentes arrivent en mairie, concernant notamment des inondations ou des refoulements d'égouts chez les particuliers.

Dans ces conditions, il paraît impossible d'esquisser l'assainissement de la nouvelle zone à urbaniser sans acquérir au préalable une bonne connaissance de l'existant, et sans établir un programme destiné à restaurer le milieu récepteur et à résoudre les dysfonctionnements signalés.

Il lui faut donc s'attacher à l'ensemble des problèmes liés à l'hydrologie et à l'évacuation des eaux usées et des eaux de ruissellement du secteur comprenant à la fois la ville existante et son extension. Son rôle consiste à diriger l'ensemble des opérations qui doivent se dérouler à partir des objectifs qui lui ont été assignés (donner satisfaction aux habitants actuels et futurs sans oublier la prise en compte des risques naturels) et ceux que lui impose la réglementation (objectif de réduction des flux polluants) jusqu'au cadrage initial des dispositions et des ouvrages qui permettront d'atteindre ces objectifs.

Pour l'eau, il s'agit de partir large (les bassins versants concernés, leur dynamisme) puis de « zoomer » sur le territoire visé, puis sur les quartiers et si nécessaire encore plus précisément, en recensant les points sensibles d'un point de vue « physique » (le terrain, les ouvrages existants), « formel » (institutionnel, organisationnel), « finalisé » (les objectifs formulés et les projets qui les accompagnent) et « efficient » (les moyens prévus pour atteindre les objectifs).

Pour traduire cette situation, et avant de commencer les études proprement dites plusieurs cartes sont nécessaires pour représenter l'ensemble des données qui sont bien entendu adaptées à chaque cas particulier .

Nous proposons ci-dessous un exemple de représentations de ces données à partir de cartes de différents sites¹⁶ :

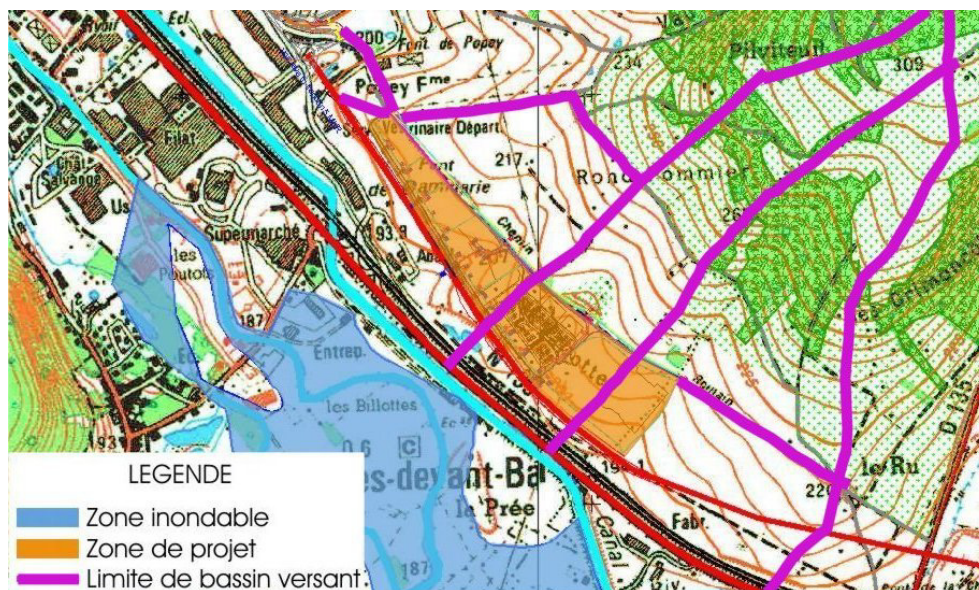
¹⁶ les collectivités d'où elles sont issues n'ont bien entendu rien à voir avec la ville de *X*.

Sur une échelle large :

1) La carte de l'hydrographie, qui délimite les bassins versants et représente les grands axes du ruissellement et les exutoires, ainsi que les zones exposées au risque d'inondations. Elle peut aussi représenter :

- les structures d'assainissement en place (aussi bien urbain que rural).

la localisation des risques relatifs aux écoulements, les équipements et réseaux pouvant être affectés, ainsi que les possibilités de rétention. Elle peut aussi indiquer les zones déjà prises en compte dans les documents administratifs conçus pour organiser la prévention de ces phénomènes.



ZAC de la Grande Terre (Source : Cete de l'Est)

Le projet de la ZAC de la Grande Terre, à Bar le Duc est situé en bordure de l'Ornain dont elle est séparée par la route et la voie ferrée. Ces infrastructures forment barrage à l'écoulement, et leurs traversées constituent des points de passage obligés. Les axes structurants de l'agglomération, située en aval, permettent la desserte de la ZAC en eaux usées.

La zone est composée de trois sous-bassins drainés par des talwegs perpendiculaires à la rivière. La partie amont en est occupée par des prairies et des forêts. Un ruissellement avec transport de terre significatif a pu être observé sur les parcelles de culture, à la suite de pluies de longue durée mais de faible intensité ; il peut conduire à des coulées boueuses, en cas de fortes précipitations tombant sur des sols fraîchement travaillés.

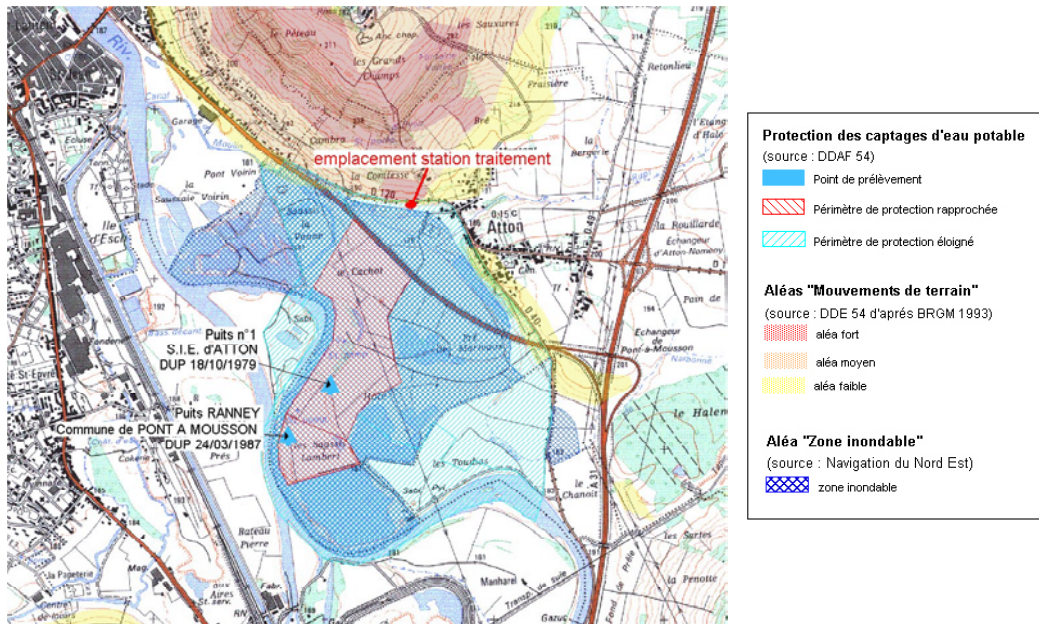
Dans la partie aval de ces sous-bassins, d'anciennes cartes mentionnent la présence de mares, le long de la voie ferrée. Elles sont aujourd'hui remblayées.

Cette analyse sommaire souligne l'existence de risques liés aux écoulements hydrauliques.

2) La carte des agglomérations existantes qui comporte la localisation des usages liés à l'eau, des activités ou des systèmes de gestion de l'eau avec d'une part, les orientations issues des documents de planification liés à l'eau (SDAGE, SAGE...), et d'autre part les contraintes environnementales :

-faisant l'objet de servitudes (établies ou en cours) : PPR, Protection de captage, Sites classés, Arrêtés de biotope..

-ou non : ZNIEFF, Zones humides, ZICO...et autres zones repérées comme présentant un intérêt particulier et qui peuvent faire l'objet de prescriptions particulières dans le cadre d'une procédure comportant un document d'incidence ou une étude d'impact.



(Source : Cete de l'Est)

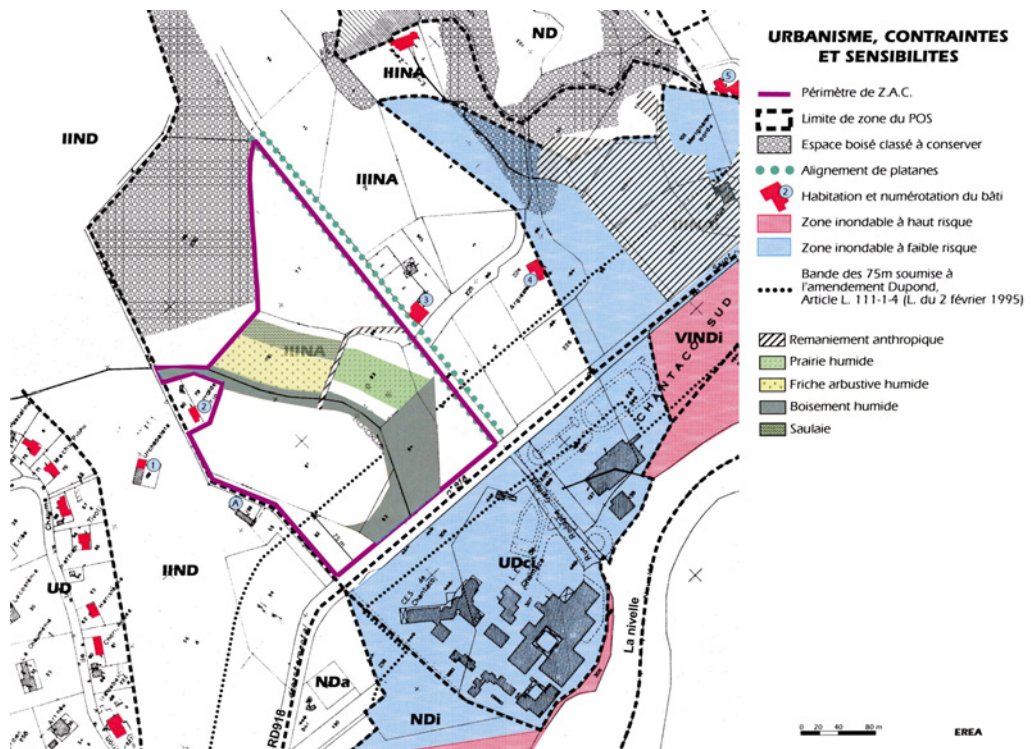
A Atton, la recherche du meilleur site pour l'implantation de la station d'épuration communale a amené à superposer sur cette carte les captages pour l'alimentation en eau potable et leurs périmètres de protection, aux zones inondables d'une part, et aux zones affectées par le risque de mouvements de terrain d'autre part.

A une échelle plus fine :

3) Le cadrage issu des documents d'urbanisme existants, les opportunités qu'ils offrent, les dangers qu'ils présentent.

On y superpose le cycle urbain de l'eau, les anciens écoulements, les puits, les fontaines... Sont repérés tous les « attraits » que représentent pour les habitants les ouvrages liés à l'eau.

Elle peut reprendre au moins en partie les usages repérés ci-dessus.



Le projet de ZAC de Chantaco, à Saint-Jean-de-Luz a pour objet de développer un pôle sportif et de loisirs à proximité d'un grand complexe scolaire et d'un golf.

- Il sera séparé du complexe scolaire par la R.D. 918.
- La ZAC est classée en zone III NA destinée à l'urbanisation avec procédure de création de ZAC, ce qui convient.
- Un boisement situé sur le site du projet est répertorié en espace boisé classé, interdisant tout défrichage et toute construction.
- Un alignement de platanes est inscrit au PLU en raison de sa valeur patrimoniale et paysagère, avec les mêmes restrictions que ci-dessus.
- Le périmètre de la ZAC est concerné par la bande des 75 m par rapport à la route (article L 111-1-4 du code de l'urbanisme).
- De l'autre côté de la RD, les terrains sont en zone inondable « bleu clair » au PPR inondations de la Nivelle. Les constructions y sont autorisées mais soumises à prescriptions

En ce qui concerne le cycle de l'eau :

- Il convient de noter l'obligation d'excellente qualité des rejets puisque l'objectif de qualité de la Nivelle est fixé à 1A .
- Le ruisseau de Fagosse traverse la ZAC en sa médiane. Ce talweg draine la zone humide où est situé le boisement classé mentionné ci-dessus. Lorsqu'il y a concomitance entre une forte marée et une pluviométrie importante, les eaux s'accumulent dans la zone basse pour s'évacuer ensuite par des canalisations qui ne peuvent drainer la totalité du secteur.

On a donc là un système où l'évacuation des débits conjugue la régulation par stockage, l'infiltration et l'évapotranspiration par l'espace boisé classé.

Il y aura vraisemblablement tout intérêt à conserver ce principe en aménageant des volumes de stockage intégrés au projet.

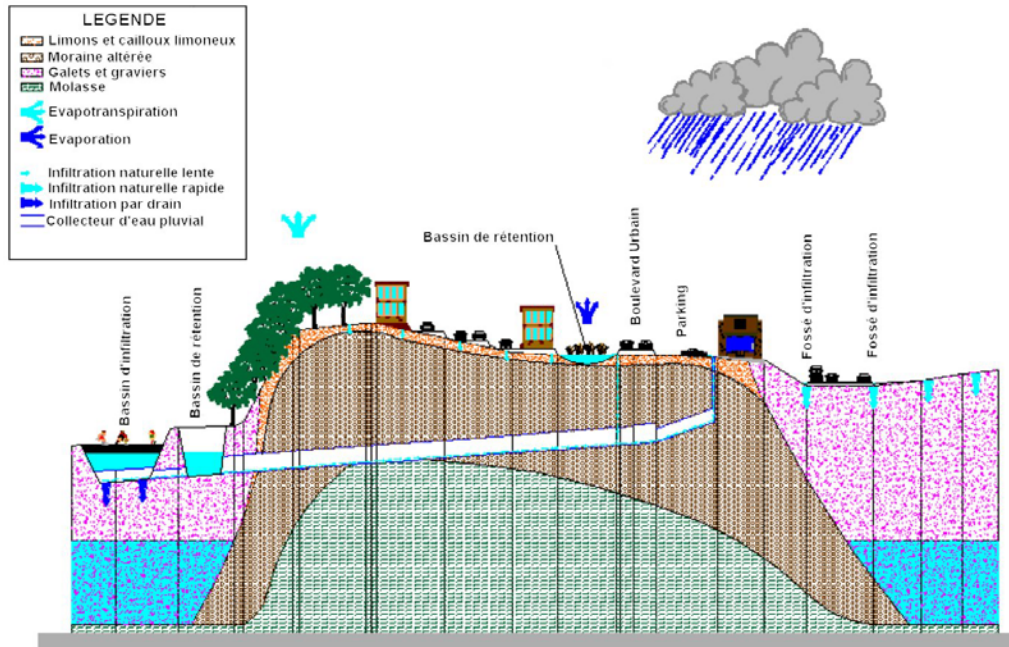
- 4) La carte du système d'assainissement existant, indiquant (après diagnostic) les points forts et les points faibles, les capacités résiduelles, les possibilités d'extension. Elle représente les exutoires actuels et les impacts constatés. On y ajoutera les autres rejets pour avoir une perception de l'impact de la totalité des rejets. Elle peut aussi indiquer les prescriptions imposées.



Source : Cete de l'Est

Dans l'exemple de la ZAC de la grande terre à Bar-le-Duc, (voir la première carte) le réseau existant, en ce qui concerne les eaux pluviales se résume à trois lignes de ponceaux et de buses situées sous la voie ferrée et la route. Les débits à transiter, dans l'état naturel, ont été estimés lors de l'aménagement de la route, qui fait partie du contournement de Bar-le-Duc, pour dimensionner les buses. Ces débits sont maintenant contraignants et l'aménagement de la ZAC devra intégrer des dispositifs permettant de réguler les écoulements afin de ne pas modifier les exutoires existants ni leurs impacts.

5) En complément de la carte précédente, celle des possibilités d'emploi de la zone d'extension : on repère les secteurs où il paraît possible de disperser les eaux pluviales mais aussi ceux où le choix de l'assainissement non collectif semble possible, sous réserve de confirmation par les études spécifiques



Source : Le Grand Lyon – Direction de l'eau

Pour le projet d'aménagement du parc technologique de la Porte des Alpes à St. Priest (200 hectares au total), les collecteurs existants, saturés, n'offraient aucune possibilité d'évacuer autre chose que les eaux usées. De plus, le parc est situé, pour l'essentiel sur une butte morainique où le sous-sol (moraine altérée recouvrant la molasse) ne permet pas l'infiltration. Il a été choisi de reporter l'infiltration dans une zone favorable, située à la périphérie, par la construction d'un collecteur profond. En amont toutes les techniques permettant de retarder les débits ont été utilisées (végétalisation des accotements, noues, tranchées drainantes raccordées sur un exutoire, et un chapelet de bassins de rétention ; ceux-ci seront animés par des fontaines et jets d'eau destinés à empêcher la nidification afin de prévenir le risque aviaire : le site se trouve dans l'axe de l'aérodrome de Bron).

Une fois réunis ces éléments fondamentaux qui font partie du diagnostic, on peut procéder à [l'étude de cadrage](#).

L'exercice ne peut être réussi que grâce à une conception « concourante », au moins entre experts : urbaniste, paysagiste, spécialiste des voiries, exploitant des ouvrages d'assainissement... ; il est nécessaire aussi que les décisions qui engagent la collectivité soient clairement définies, motivées, et explicites avant d'être présentées à l'autorité responsable (choix des [zonages](#) et de l'urbanisme qui y est lié, choix des différents [niveaux de service](#) des ouvrages et de la fréquence de retour d'insuffisance de leur fonctionnement...).

Le cas échéant, une carte des limites des institutions [responsables](#) de la gestion de l'eau, avec indications des modes de gestion, peut être utile.





Chapitre 5: L'évaluation des impacts sur le milieu récepteur

Table des matières du chapitre 5

Introduction	139
5.1 L'utilisation des outils d'évaluation des milieux récepteurs	141
5.1.1 Les analyses physico-chimique et bactériologique	143
5.1.2 La mesure en continu	144
5.1.3 La modélisation	145
5.1.3.1 Les rivières	145
5.1.3.2 Les plans d'eau	145
5.1.3.3 Le milieu littoral marin	146
5.1.3.4 Les eaux souterraines	147
5.1.4 L'aspect quantitatif	148
5.2 La méthode d'évaluation de l'aptitude d'un milieu récepteur à recevoir des rejets	149
5.2.1 Les rejets en rivière	150
5.2.1.1 Le choix du tronçon de référence pour évaluer les flux admissibles	150
5.2.1.1.1 Critères de choix pour la limite amont _____	150
5.2.1.1.2 Critères de choix pour la limite aval _____	151
5.2.1.2 Les rejets de temps sec en rivière	151
5.2.1.2.1 Premier niveau d'examen : l'objectif de qualité est respecté au droit du rejet _____	152
5.2.1.2.2 Second niveau d'examen : l'objectif de qualité n'est pas respecté au droit du rejet _____	152
5.2.1.2.3 Troisième niveau d'examen : respect de l'objectif de qualité en sortie de tronçon _____	153
5.2.1.3 Rejets de temps de pluie en rivière	155
5.2.1.3.1 Rapport de dilution très favorable _____	156
5.2.1.3.2 Rapport de dilution moyen _____	157
5.2.1.3.3 Rapport de dilution médiocre _____	157
5.2.1.4 Justifications des choix de l'approche ci-dessus.	158
5.2.1.4.1 A - dilution des rejets de temps de pluie _____	158
5.2.1.4.2 B - concentration théorique en rivière du fait des rejets de temps de pluie _____	159
5.2.1.4.3 C - approche sommaire de l'autoépuration des rejets de temps de pluie en rivière _____	161
5.2.2 Rejets en milieu littoral marin	164
5.2.2.1 Approche des rejets urbains en zone littorale	164
5.2.2.2 Utilisation d'un modèle détaillé	165

5.2.2.3	Équations de durée de défaillance simples	165
5.2.2.4	Alternative	166
5.2.3	Rejets dans les plans d'eau	169
5.2.4	Rejets en eaux souterraines	172

Introduction au chapitre 5

Ce chapitre a pour objectif d'aider à construire une approche de l'assainissement de l'agglomération qui prenne en compte le milieu récepteur, et en particulier son aptitude à recevoir des rejets dans le respect des équilibres écologiques et des usages de l'eau.

La démarche doit respecter le cadre réglementaire global et ses déclinaisons régionales ou locales mais aussi être validée le plus tôt possible par les différents partenaires de l'opération (police de l'eau, DDASS, police de la pêche, agence de l'eau, conseil général, et le cas échéant commission locale de l'eau et autres agglomérations du bassin versant...). Il est nécessaire d'intégrer cette notion dès le départ, car elle va conditionner les objectifs à atteindre. Or les programmes d'assainissement sont longs, coûteux et complexes. Ils s'accommodent mal de nouvelles contraintes et d'évolutions en cours de réalisation.

Il convient donc le plus en amont possible de définir de manière pragmatique et cohérente les « capacités d'accueil » du milieu récepteur à partir de son état actuel et des objectifs qui lui sont assignés à court, moyen et long termes. L'étape suivante, consistera à concevoir un projet global pour l'assainissement de l'agglomération compatible avec ce que peut accepter le milieu récepteur. Le phasage de la réalisation en plusieurs tranches permet de tenir compte des diverses contraintes techniques, financières, environnementales et autres. Au terme de chaque phase, il peut être pertinent de réaliser un bilan pour mesurer les résultats obtenus et faire évoluer le cas échéant les objectifs initiaux, et éventuellement d'ajuster ou de modifier le projet si la réponse du milieu récepteur n'est pas celle attendue.

La notion de protection des milieux récepteurs doit être comprise au sens large, tant en ce qui concerne les usages de l'eau par l'homme (production d'eau potable, baignade, pêche, etc.) que l'équilibre de l'écosystème aquatique.

Trois principes généraux ont guidé la rédaction :

- la protection des milieux récepteurs (ou ses objectifs de restauration) est au centre de la problématique des rejets urbains ;
- à partir de la connaissance du milieu naturel (état actuel et état de référence), il est possible d'estimer les flux polluants maximaux que peut rejeter une ville dans un milieu récepteur. Ceci permet de définir les objectifs pour les rejets du système d'assainissement de l'agglomération et la mise en œuvre de stratégies adaptées ;

- l'écosystème aquatique est complexe. Pour définir une démarche facile à mettre en œuvre et reproductible et parvenir à une quantification des flux admissibles par le milieu récepteur, des simplifications sont utilisées, tant pour la caractérisation du milieu que pour les rejets.

Compte tenu de nombreuses hypothèses à tous les niveaux (fonctionnement du réseau d'assainissement, pollution collectée, ouvrages épuratoires et milieu récepteur) la démarche doit être autant que possible itérative avec réalisation systématique de [bilans](#) pour vérifier les hypothèses initiales et si nécessaire les corriger. Les moyens mis en œuvre doivent être [adaptés](#) aux enjeux. En effet, les coûts financiers de l'assainissement pour les usagers et les collectivités locales peuvent être colossaux. Il est donc nécessaire de procéder par phases successives et de manière pragmatique. Le prix des études préliminaires et des diagnostics, tant sur le réseau que dans le milieu naturel, reste généralement marginal par rapport à celui des travaux. Il est essentiel de se donner les moyens et les délais pour les mener à bien car les résultats obtenus vont conditionner la stratégie de l'agglomération en matière d'assainissement et permettre d'optimiser le ratio coût/efficacité.

En matière d'assainissement de temps de pluie, il y a peu de certitudes et beaucoup d'hypothèses de travail. Une analyse critique objective de l'existant permettra d'optimiser les investissements pour les phases suivantes

5.1 L'utilisation des outils d'évaluation des milieux récepteurs

La qualité de l'eau est variable dans le temps et l'espace. A partir de mesures ponctuelles ou semi-continues, il est difficile de définir une qualité représentative de l'état du milieu sur une longue période. De plus, les conditions de diffusion des rejets ne conduisent pas toujours à des mélanges homogènes. Sur une même tranche d'eau et à un même instant, les caractéristiques physico-chimiques de l'eau ne sont pas nécessairement identiques. Ceci est vrai à la fois pour ce qui arrive de l'amont et pour caractériser la zone aval des rejets où ont lieu des réactions simultanées et complexes de mélange, d'autoépuration et de relargage.

Les hypothèses de travail sont nécessairement extrêmement simplificatrices. Elles sont relatives à des notions de quantité (débit du milieu récepteur, vitesse d'écoulement des masses d'eau, hydrodynamique côtière, débit des rejets, etc.) et de qualité évaluée à partir de la mesure des concentrations de quelques polluants en quelques points dans le rejet et dans le milieu récepteur. Hors quelques cas spécifiques justifiant l'étude de l'évolution des panaches de dilution des rejets dans le milieu récepteur, on admettra que le mélange entre rejet et rivière est quasi parfait presque instantanément.

L'intérêt majeur, mais aussi la principale difficulté de la démarche globale initiée pour l'assainissement de l'agglomération, consiste à essayer de quantifier les flux de pollution résiduelle acceptables par le milieu récepteur. Cette notion d'acceptabilité porte sur l'écosystème aquatique (tel qu'il est ou tel qu'il devrait être si l'état actuel est dégradé), sur les usages de l'eau et bien sûr vis-à-vis d'exigences réglementaires comme les objectifs de qualité ou les classes et indices de qualité.

Il est nécessaire dans un premier temps de connaître l'état initial du milieu récepteur au niveau du bassin versant ou du tronçon d'étude dans le cas d'une rivière au linéaire important.

La première étape est d'ordre général. Il faut commencer par collecter les données disponibles, généralement diffuses. On peut citer la [carte des objectifs de qualité](#) et les données relatives à la qualité réelle, le [SDAGE et le SAGE](#) s'il existe, et toutes les études particulières disponibles (études d'impact, études agricoles, diagnostics piscicoles, etc.). Ces éléments de connaissance du milieu naturel, de son évolution et de ses capacités de réaction aux diverses pollutions et notamment aux rejets de temps de pluie sont utiles à l'amont de la stratégie de dépollution des agglomérations pour une démarche globale et cohérente à l'échelle du bassin versant.

En ce qui concerne les rejets des agglomérations, il y a superposition sur un tronçon du milieu récepteur de deux phénomènes, les rejets permanents de temps sec et les déversements occasionnels de temps de pluie ou de type accidentel.

Il est extrêmement difficile d'établir un lien de cause à effet entre les déversements de temps de pluie et les effets à long terme observés sur le milieu naturel.

L'état actuel est la résultante de rejets chroniques de temps sec et de déversements occasionnels de temps de pluie auxquels il convient d'ajouter les autres perturbations apportées par toutes les activités anthropiques (agriculture, industrie, travaux en rivière...).

L'approche de l'assainissement des rejets urbains doit être réalisée à un premier niveau à partir des paramètres de la pollution qui génèrent des effets aigus et immédiats dans le milieu naturel.

L'intérêt majeur de cette démarche est de quantifier, même de façon approximative, les flux de pollution et les fréquences de déversement acceptables par le milieu naturel dans des conditions réalistes en matière de débit de la rivière, de qualité de l'eau et de pluviométrie.

Les outils à mettre en œuvre doivent être [adaptés](#) aux enjeux.

Compte tenu de l'aspect opérationnel, on fait le choix de travailler sur les impacts physico-chimiques et d'utiliser des indicateurs biologiques adaptés à la fois aux rejets et au milieu récepteur en complément pour évaluer la qualité écologique de l'écosystème.

On utilisera la mesure et la modélisation pour évaluer les flux polluants admissibles par le milieu récepteur.

5.1.1 Les analyses physico-chimique et bactériologique

Des prélèvements ponctuels (mesures manuelles ou automatisées en un point sur une courte période) sont réalisés dans le milieu récepteur puis analysés en laboratoire afin de caractériser l'état chimique de l'eau.

Ce type de mesure est adapté pour les régimes permanents, c'est-à-dire lorsque la qualité de l'eau varie peu, car on va extrapoler les résultats d'analyses obtenues à partir d'un prélèvement instantané à la qualité moyenne de l'eau d'un tronçon de rivière sur une période longue (jusqu'à un mois) à partir d'un prélèvement ponctuel instantané.

Cette démarche peut convenir pour une approche de l'impact physico-chimique de rejets chroniques de temps sec.

Exemple : les stations du Réseau National de Bassin donnent une image de la qualité réelle de l'eau à partir de 12 à 24 analyses ponctuelles réparties sur une année. Pour la plupart des paramètres (hors oxygène dissous et nutriments), on exclut les valeurs extrêmes correspondant à des situations exceptionnelles (crue par exemple) pour retenir la valeur non dépassée pendant 90 % de temps comme référence.

Les autres utilisations possibles de ce type de mesure sont :

- le calage des modèles hydrauliques pour l'aspect qualité ;
- la corrélation avec des mesures en continu ou ponctuelles par des méthodes alternatives ;
- la mesure de la concentration de certains polluants (micropolluants, métaux, pollution bactérienne) pour lesquels c'est l'unique moyen.

Réaliser des analyses physico-chimiques pour disposer de données fiables demande rigueur et disponibilité. Il peut exister des contraintes fortes sur les conditions de prélèvement (heure, lieu) et de représentativité de l'échantillon, en particulier lorsque le milieu est hétérogène. L'utilisation de préleveurs automatiques asservis peut faciliter le déroulement des campagnes, notamment lorsqu'on se propose de suivre la qualité des eaux sur une longue période (par exemple dans le cas de l'évaluation des impacts générés par les rejets de temps de pluie). Tous les problèmes n'en sont pas pour autant résolus. Les échantillons prélevés, même conservés dans une enceinte réfrigérée doivent être analysés sous 24 heures. Pour que l'échantillon analysé soit réellement comparable à la qualité de l'eau de rivière au moment du prélèvement, de nombreuses précautions doivent être prises pour les conditions de prélèvement (à quel endroit, à quelle profondeur, à quelle distance des points de déversement, combien de temps après une pluie, etc.), de conservation (la plus restreinte et si possible en enceinte réfrigérée), de transport (sans heurts et au froid) et d'analyse (moins de 24 heures après le prélèvement. Le respect de ces conditions coûte cher, nécessite du personnel disponible et génère des contraintes importantes (matériel immobilisé sur de longues périodes, analyses en laboratoire, etc.). A cette seule condition, les analyses physico-chimiques peuvent être fiables.

Certains paramètres (oxygène dissous, température) seront impérativement mesurés directement dans le milieu naturel.

5.1.2 La mesure en continu

La [mesure en continu](#) est adaptée pour les paramètres qui peuvent varier au cours d'un cycle journalier, toutes choses égales par ailleurs (mesure de l'oxygène dissous dans les milieux eutrophes par exemple) et pour les rejets de temps de pluie qui sont temporaires, avec une forte variabilité sur de courtes périodes de temps.

Les paramètres usuels de la pollution urbaine que l'on peut mesurer avec des sondes de mesure en continu sont les suivants :

- pH, température, conductivité et oxygène dissous (milieu naturel) ;
- évaluation des concentrations en MES et DCO par mesure optique sans réactif dans le rejet ou le milieu naturel (turbidimétrie) ;
- évaluation des concentrations de paramètres spécifiques (ammonium, nitrates, orthophosphates, etc.) par méthode électrique, électrochimique ou optique.

Les sondes de mesure pour pH, température, conductivité et oxygène dissous sont fiables et peu onéreuses.

La **mesure de l'oxygène dissous** est fondamentale (cf. [3.4.4.1.1](#)). Elle constitue un élément de compréhension important des phénomènes d'autoépuration et de survie des organismes aquatiques (poissons) après déversement des rejets de temps de pluie.

La turbidimétrie (cf. [3.4.4.1.3](#)) permet de mesurer par corrélation l'évolution des concentrations en DCO et MES dans les milieux récepteurs, par exemple suite aux déversements de temps de pluie, pendant de longues périodes et à des pas de temps réduits.

Les MES sont peu intéressantes en tant que telles pour une approche à partir du milieu récepteur. En revanche, une partie importante de la pollution des rejets de temps de pluie est fixée sur les MES.

Un turbidimètre (cf. [9.4.2](#)) est un appareil qui mesure l'aptitude de l'effluent à absorber ou à réfléchir une lumière de longueur d'onde choisie. Il est possible d'obtenir des corrélations satisfaisantes entre les caractéristiques de l'effluent en DCO et MES et la lumière transmise au travers de l'échantillon ou diffusée à sa surface, pour des longueurs d'ondes spécifiques au paramètre étudié.

Les courbes de corrélation sont propres à chaque site de mesure et à chaque type d'appareil. Elles peuvent être par ailleurs différentes en temps de pluie et par temps sec. Ceci justifie de faire analyser de manière classique un grand nombre d'échantillons d'eau pour construire des courbes de corrélation destinées à la mesure en continu.

En dépit de nombreux facteurs qui influencent la détermination de la concentration en MES ou en DCO par turbidimétrie (taille et forme des particules, concentrations maximales admissibles, présence de bulles d'air, etc.), cette technique est attractive (faible coût du matériel, pas de réactifs, maintenance simple).

Il existe des appareils autonettoyants qui demandent un entretien réduit. Cette technique est toutefois plus adaptée aux mesures dans les rejets qu'à celles effectuées en rivière (où les concentrations sont plus faibles).

La mesure en continu de paramètres spécifiques (ammonium, nitrates, orthophosphates, etc.) sera réservée à des études particulières avec des objectifs ciblés. Le matériel existe (cf. [9.4.3](#)), mais, à la date de cette rédaction, il est onéreux, parfois fragile pour une utilisation dans des conditions de terrain et sa maintenance peut être complexe.

5.1.3 La modélisation

Il est possible de simuler le [fonctionnement](#) d'un réseau d'assainissement et [l'évolution](#) de la qualité physico-chimique du milieu récepteur par l'intermédiaire de modèles. La mesure permet de connaître les caractéristiques réelles et de [caler](#) les modèles.

D'une manière générale, la méthodologie à mettre en œuvre utilisera à la fois [mesures](#) et [modèles](#).

En ce qui concerne les modèles « milieu naturel », il en existe de nombreuses variantes, de la plus simple (calcul de dilution pour un rejet en rivière) à la plus complexe (prise en compte de l'autoépuration, du relargage, etc.) pouvant décrire les phénomènes dans le temps et l'espace. Ce type d'outil permet de visualiser la diffusion puis l'autoépuration pour certains paramètres (MES, DCO, azote ammoniacal par exemple).

La modélisation est indispensable pour évaluer l'impact qualitatif de séries de pluies réelles ou synthétiques sur le milieu récepteur. Elle permet également de travailler sur une approche par rapport à l'objectif de qualité et à la durée de déclassement éventuelle. La modélisation devient moins précise, voire non adaptée si l'on souhaite travailler sur les teneurs en oxygène dissous dans le milieu naturel (hors nombreuses campagnes de mesure).

5.1.3.1 Les rivières

Lorsque l'enjeu est important (faible rapport de dilution entre milieu récepteur et rejet), un calage est nécessaire sur plusieurs événements (prélèvement, analyses et mesures in situ). Ce type d'outil peut permettre d'évaluer la durée de déclassement (par rapport aux objectifs de qualité) de la zone critique à l'aval d'une agglomération, pour de longues chroniques de pluie et à peu de frais.

Plusieurs types de modèles existent, de complexité variable, pouvant décrire les phénomènes dans le temps et l'espace :

Le plus sommaire est la modélisation [macroscopique](#). La concentration du polluant dans le cours d'eau est estimée à partir du bilan des concentrations à l'amont et des flux et débits rejetés. On fait l'hypothèse d'un régime permanent et uniforme avec mélange parfait (méthode simplifiée).

Plus complexes sont les modèles bi- ou tridimensionnels qui utilisent des notions de suivi d'une masse d'eau ou de points dans l'écoulement.

5.1.3.2 Les plans d'eau

Dans ces milieux, l'évaluation de l'impact nécessite en premier lieu une simulation des mouvements d'eau, qu'ils soient d'origine thermique, liés aux vents, aux variations brutales de pression atmosphérique ou bien aux entrées et sorties d'eaux.

Un modèle représentant un plan d'eau comme une masse d'eau homogène ne peut être utilisé pour rendre compte des impacts locaux.

Les modèles peuvent tenir compte des processus tels que l'autoépuration, la sédimentation ou l'eutrophisation. La simulation peut être mono-, bi- ou tridimensionnelle.

Le choix du modèle adéquat doit prendre en compte les caractéristiques du plan d'eau telles que surface, profondeur, etc. L'objectif de la simulation vise à évaluer un impact global ou bien des impacts locaux. Il nécessite également une identification préalable des usages que l'on veut préserver ou restaurer en priorité.

A ces usages sont attachés un certain nombre de contraintes, qui permettront d'orienter le choix du modèle en fonction des problèmes à résoudre.

Pour l'évaluation de l'impact en terme global (plan d'eau considéré comme une unité homogène avec description d'un état global décrivant le plan d'eau dans son ensemble), il existe des modèles empiriques simples, tel que celui de Vollenweider. Réalisé pour le compte de l'OCDE, il est issu de l'exploitation statistique de données acquises sur 144 lacs situés en zone tempérée. Il s'appuie sur un ensemble d'abaques qui permettent d'évaluer la réponse d'un plan d'eau à des apports en phosphore en fonction de sa profondeur, de son volume, du débit en entrée et à l'exutoire, etc.

Ce modèle conduit au classement des plans d'eau en plusieurs catégories en fonction de leur état trophique. Le modèle de Vollenweider (cf. [Barroin, 1999](#)) fournit des prévisions quantitatives dont la prévision est à la hauteur de celle des données à condition toutefois :

- de l'appliquer à des lacs présentant des caractéristiques comprises dans le domaine de variation de l'ensemble des données ayant permis de l'établir ;
- de ne pas oublier d'indiquer les intervalles de confiance attachés à chaque résultat ;
- de ne pas chercher par l'artifice du calcul à être mathématiquement plus précis que ne le permet la résolution graphique proposée par le modèle.

Le modèle de Vollenweider (plans d'eau) propose de relier le phosphore à la transparence ou au déficit hypolimnique en oxygène. D'autres propositions ont été faites notamment par Heiskary et Walker, Barroin, Jones et Lee, pour relier :

- l'aspect physique, le potentiel récréatif à l'état trophique, à la transparence, à la chlorophylle ou au phosphore total ;
- les intensités d'utilisation pour le loisir, la pêche et le lagunage au phosphore total ;
- la production de poisson à la concentration en phosphore des affluents et au temps de séjour hydraulique.

5.1.3.3 Le milieu littoral marin

Dans ce milieu récepteur, des modèles physiques hydrodynamiques permettent de simuler courants et phénomènes de dilution/diffusion/dispersion. Des modules simples permettent également d'intégrer des données relatives à la disparition naturelle de certains éléments tels que les bactéries. Le phénomène de mortalité bactérienne est décrit par le T90, temps nécessaire à la réduction de 90 % du nombre de germes initial. Ce dernier, très variable (y compris à l'échelle journalière), est difficile à apprécier *in situ* en raison de sa forte sensibilité aux conditions du milieu (ensoleillement, transparence de l'eau, etc.). Dans ces conditions, les mesures ponctuelles apparaissent peu fiables et peu représentatives. Aussi est-il possible, sur des sites où les enjeux restent modestes, de définir *a priori* des T90 à partir de fourchettes validées localement. Dans la Manche, des valeurs de T90 comprises entre 20 et 40 heures pour *Escherichia coli* sont couramment admises. Des abaques (Ifremer et autres) permettent également de définir le T90 pour des conditions données d'intensité lumineuse, de turbidité et de profondeur.

Les mesures effectuées localement sur la chair des coquillages (données plus fréquentes sur coquillages que sur eau) peuvent être utilisées pour le calage du

modèle en prenant par défaut un [facteur d'enrichissement](#) de l'ordre de 30 pour *Escherichia coli*.

Les modèles hydrodynamiques nécessitent une connaissance précise de la bathymétrie sur la zone étudiée et de l'onde de marée aux limites du domaine simulé. Ces modèles sont mono-, bi- ou tridimensionnels (1D, 2D et 3D). Les modèles 1D sont essentiellement utilisés en zones estuariennes amont. Les résultats fournis en différents points par les modèles 2D sont des concentrations moyennes sur la largeur de l'estuaire (2D vertical) ou sur l'intégralité de la colonne d'eau (2D horizontal). Un modèle 3D restitue les variations spatiales de concentration en fonction de la profondeur.

Les modèles 3D se justifient essentiellement dans les cas où les eaux sont stratifiées, par exemple à proximité de rejets.

Des modèles plus complexes existent tels TELEMAQUE et SAM. Ils intègrent sédimentologie et biologie (sels nutritifs, vitesse de consommation par le phytoplancton, vitesse de broutage du phytoplancton par le zooplancton...). Ces modèles très puissants sont difficiles à manipuler. Ils nécessitent une très grande spécialisation du modélisateur. Leur usage peut s'avérer particulièrement intéressant dans certains cas, par exemple dans des zones à risque d'eutrophisation (fort développement d'algues vertes), où des décisions relatives à un choix nitrification / dénitrification doivent être prises.

5.1.3.4 Les eaux souterraines

Si des modèles d'aide à la gestion des nappes sont fréquemment utilisés, ils portent sur des aspects bien identifiés de leur fonctionnement, comme la recharge de nappe, les écoulements souterrains, le transfert de polluants...

L'évaluation des impacts des zones urbaines est par contre peu étudiée. Elle nécessite l'utilisation d'une combinaison de modèles capable de représenter l'ensemble des phénomènes susceptibles de se produire dans un aquifère et sur le bassin hydrologique qui lui est associé. Il faudra donc chercher à représenter :

- la répartition spatiale de l'infiltration de l'eau et des polluants à la surface des sols non imperméabilisés et dans les ouvrages d'infiltration des eaux pluviales (résultant de leur transfert à la surface des sols),
- le transfert de l'eau et des polluants dans les zones non saturée et saturée de l'aquifère.

5.1.4 L'aspect quantitatif

On distingue deux types d'utilisation de la notion de débit en rivière.

- **Les débits de référence** de la [rivière](#) (module, $Q_{MNA} 1/5$, $Q_{MNA} 1/2$, etc.) figurant dans les banques de données ou les catalogues des débits.

Les valeurs sont connues. Le cas échéant, il est simplement nécessaire de les recalculer au droit de la section étudiée (interpolation entre deux stations de référence du catalogue). Ces débits sont à utiliser pour des calculs théoriques lors de simulations.

- **Le débit réel du milieu récepteur pendant un événement.** Cette donnée est nécessaire lorsque l'on veut caler un modèle hydraulique pour connaître la dilution et la diffusion des polluants.

Dans ce cas, la valeur du débit de la rivière au moment où l'on réalise la campagne est une donnée indispensable (se référer aux normes en vigueur pour ce type de mesure).

Ce modèle hydraulique, calé pour un débit, peut ensuite extrapoler la diffusion des rejets ou la dilution pour toute une gamme de débits.

D'une manière systématique, pour évaluer les impacts, on se place dans une situation critique mais non exceptionnelle (par exemple un débit d'étiage dont la fréquence de retour est élevée). Cela permet ensuite de fixer des objectifs réalistes aux rejets du système d'assainissement.

La mesure du débit en rivière et le cas échéant sa connaissance en temps réel relèvent en principe des attributions de la DIREN, qui gère des stations limnimétriques permanentes et réalise des jaugeages ponctuels en rivière.

Concernant les **rejets en zone littorale marine**, une modélisation s'impose systématiquement. La pré-évaluation qualitative s'inscrit dans le cadre d'une démarche progressive.

5.2 La méthode d'évaluation de l'aptitude d'un milieu récepteur à recevoir des rejets

On traite les eaux usées, les eaux unitaires et éventuellement les eaux pluviales pour permettre au milieu récepteur de recevoir les rejets dans des conditions compatibles avec sa capacité d'accueil, en particulier vis-à-vis des objectifs de qualité et des usages de l'eau au sens large.

Intégrer la notion de protection ou de préservation du milieu récepteur dans l'approche de l'assainissement urbain ne signifie pas qu'il soit nécessaire de réaliser systématiquement et aveuglément des investigations approfondies sur ce milieu récepteur.

La méthode d'évaluation proposée ici est basée sur **plusieurs niveaux d'approche**, ceci pour essayer d'évaluer le plus en amont possible l'enjeu que représente la pollution apportée par les eaux urbaines de temps sec et de temps de pluie dans le milieu récepteur et adopter une démarche d'étude adaptée au contexte.

La démarche vise à définir des niveaux de rejet qui permettront de respecter les [objectifs de qualité](#) ainsi que les [classes d'aptitude](#) de l'eau aux usages et fonctions. Ceci afin de permettre les usages de l'eau en temps sec et en temps de pluie, hors situation exceptionnelle (orage important pendant un étiage sévère par exemple).

On peut envisager de définir des flux rejeteables au milieu naturel pour un débit de référence adapté et significatif. Ce débit de référence sera généralement différent entre une approche des rejets de temps sec (régime permanent et rejets épurés) et de temps de pluie (régime variable et déversement d'eaux brutes). Pour le temps de pluie, on travaillera préférentiellement sur une ou plusieurs chroniques annuelles ou saisonnières selon les moyens disponibles et le contexte. A défaut, lorsque les moyens et les enjeux sont peu importants, on utilisera une ou plusieurs pluies de référence.

Il n'est pas possible de donner des valeurs de référence universelles pour les débits de rivière ou les pluies. Il faut impérativement tenir compte du contexte local et des pratiques justifiées au niveau régional (SDAGE, SAGE, *MISE*, etc.) par les caractéristiques hydrologiques et climatiques.

5.2.1 Les rejets en rivière

5.2.1.1 *Le choix du tronçon de référence pour évaluer les flux admissibles*

L'approche en matière de qualité de l'eau doit être réalisée sur un tronçon homogène qui englobe les points de rejets et la zone du milieu récepteur où les effets aigus sont les plus importants.

Il est souhaitable, dans un souci de cohérence, que le tronçon défini pour le temps de pluie coïncide avec celui de temps sec.

On utilisera donc deux types de raisonnement qui se superposent :

- un premier en terme de flux ajouté par le rejet dans le milieu récepteur. Ce calcul est à réaliser dans l'hypothèse d'un régime permanent, même sur un pas de temps très court. Hypothèses : dilution instantanée et mélange parfait au droit du point de rejet unique ou à l'aval immédiat de l'agglomération ;
- un second, plus complexe à appréhender, qui utilise la cinétique de dégradation de la pollution organique pour évaluer les risques en matière de consommation de l'oxygène dissous à l'aval. Les zones à risque d'anoxie sont dans ce cas plus difficiles à localiser, hors pluies ayant entraîné des mortalités piscicoles (phénomènes qui restent présents dans la mémoire collective). En effet, il faut prendre en compte la cinétique de dégradation ou de décantation des rejets, le temps de séjour dans des biefs ou des zones calmes et peu oxygénées et éventuellement d'autres phénomènes ponctuels ou saisonniers. Par exemple, l'eutrophisation en période estivale est la cause de variations importantes de la teneur en oxygène dissous pendant le cycle journalier, ce qui peut interférer sur l'autoépuration.

5.2.1.1.1 Critères de choix pour la limite amont

Les éléments ci-après sont tirés du document Agence Rhin-Meuse/DIREN Lorraine : *Comment évaluer les objectifs de réduction des flux de substances polluantes*, (février 1997) et apparaissent pertinents.

- Choisir un point amont du tronçon homogène proche de l'amont de l'agglomération et **où l'on dispose d'informations sur la qualité de l'eau** (station RNB ou autre avec suivi du milieu naturel).
- S'étendre vers l'amont lorsque les conditions d'entrée dans le tronçon ne dégagent aucune marge (objectif de qualité non atteint) ou lorsque d'autres apports de même type sont identifiés à l'amont (exemple de plusieurs agglomérations proches sur une même rivière et ayant chacune leur propre système d'assainissement. Dans ce cas, l'approche doit autant que possible regrouper les agglomérations afin de faire partager l'effort de dépollution de manière équitable et cohérente).

La qualité amont sert de référence, notamment dans l'hypothèse de simulations lorsque les objectifs de traitement de temps sec ne sont pas respectés (station d'épuration pas à niveau par rapport aux exigences réglementaires et rejets directs d'eaux brutes).

5.2.1.1.2 Critères de choix pour la limite aval

On veillera à arrêter la limite aval du tronçon à la zone directement concernée par les rejets de l'agglomération, et à intégrer en particulier la zone à risque d'anoxie.

Une extension vers l'aval peut être envisagée si (*ibid.*):

- l'objectif de qualité fixé plus en aval est plus contraignant que celui du tronçon directement concerné ;
- il y a immédiatement à l'aval une confluence avec un cours d'eau dont l'objectif de qualité est plus ambitieux (exemple : affluent de qualité 2 pour un cours d'eau principal en 1B) ;
- il y a à l'aval des usages contraignants (baignade, potabilisation d'eau de surface...);
- il y a d'autres apports polluants de même type à l'aval (autre agglomération par exemple).

5.2.1.2 Les rejets de temps sec en rivière

En temps sec, l'objectif minimal applicable à toutes les agglomérations, quelles que soient les caractéristiques du milieu récepteur, est la suppression des rejets directs, même lors des pointes de temps sec, et la mise aux normes de la station d'épuration.

Le niveau normal de traitement de la pollution est défini par les textes réglementaires, en particulier l'annexe 2 de l'arrêté du 22 décembre 1994 fixant les prescriptions techniques relatives aux ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées.

Des exigences supplémentaires (niveau de dépollution plus élevé à la station d'épuration, traitement spécifique de la pollution bactérienne, etc.), justifiées par la sensibilité du milieu récepteur ou les usages de l'eau, peuvent être envisagées dans la mesure où le coût économique reste acceptable pour l'agglomération.

On propose donc, pour fixer la qualité du rejet d'effluents épurés une approche à plusieurs niveaux d'examen basée sur la dilution et éventuellement l'autoépuration des rejets dans le milieu naturel.

La dilution est calculée sur un cycle journalier en utilisant les flux et volumes déversés par temps sec. Pour les paramètres critiques, la qualité réelle est connue ou estimée à l'amont de l'agglomération, en entrée de tronçon.

En régime permanent, on retiendra un débit de référence adapté au contexte local afin de décrire une situation d'étiage estival non exceptionnel du milieu récepteur. Le plus souvent, on utilise le $Q_{MNA-1/5}$, mais il y a des cas où cette valeur n'est pas disponible ou bien inappropriée. On utilisera alors un autre débit dont le choix sera justifié : valeur liée au module ou bien au contexte local dans la mesure où le débit de la période critique est influencé par des prélèvements importants ou un soutien d'étiage.

Sur un tronçon donné, il est possible de calculer le flux maximum admissible pour une substance. Ce flux est la différence entre le flux maximum permis par l'objectif de qualité au droit du rejet ou en sortie de tronçon (concentration maximale admissible x débit d'étiage de référence) et le flux réel en entrée de tronçon (concentration observée non dépassée pendant 90 % du temps x débit d'étiage de référence).

On peut fixer en sortie de tronçon des seuils de concentration inférieurs à la concentration maximale admissible pour le respect de l'objectif de qualité et des classes d'aptitude de l'eau aux usages et fonctions.

Si l'objectif de qualité n'est pas atteint en entrée de tronçon (qualité réelle plus mauvaise), on fera le calcul du flux disponible à partir de la concentration maximale correspondant à l'objectif de qualité. Le flux en entrée de tronçon n'est plus alors le flux réel mais le flux maximal admissible (concentration maximale objectif de qualité amont x débit d'étiage de référence amont), ce qui peut dégager une marge disponible par rapport à la situation réelle (dans la mesure où le débit en sortie de tronçon serait supérieur à celui de l'entrée) et évite d'imposer des exigences épuratoires disproportionnées aux agglomérations situées à l'aval de cours d'eau dégradés.

La comparaison entre les flux maximaux admissibles dans le tronçon et le total des flux de pollution qui sont ou seront rejetés permet de vérifier que les objectifs liés aux rejets permanents de temps sec sont suffisants.

C aval est la concentration dans le milieu récepteur après mélange avec le rejet :

$$C_{\text{aval}} = \frac{C_{\text{amont}} \times Q_{\text{amont}} + C_{\text{rejet}} \times Q_{\text{rejet}}}{Q_{\text{amont}} + Q_{\text{rejet}}}$$

5.2.1.2.1 Premier niveau d'examen : l'objectif de qualité est respecté au droit du rejet

$C_{\text{aval}} < \text{concentration maxi de l'objectif de qualité.}$

Dans ce cas, il n'y a pas de contrainte supplémentaire sur les rejets de temps sec.

5.2.1.2.2 Second niveau d'examen : l'objectif de qualité n'est pas respecté au droit du rejet

Deux cas se présentent :

a) si **l'objectif de qualité n'est pas respecté à l'amont**, il faut envisager une démarche globale au niveau du bassin versant. Inutile *a priori* de fixer arbitrairement des contraintes fortes à l'agglomération aval qui ne fait que subir cette situation ;

b) si **l'objectif de qualité est respecté à l'amont**, calculer les flux maximaux rejetables pour que $C_{\text{aval}} < \text{concentration maxi de l'objectif de qualité.}$

S'il est techniquement possible d'atteindre ce niveau épuratoire renforcé à un coût économiquement acceptable pour la collectivité, ces exigences supplémentaires sont à prendre en compte pour les rejets de temps sec.

Dans l'hypothèse où il n'est pas possible de respecter l'objectif de qualité au droit du rejet, on envisage un **troisième niveau d'examen : respect de l'objectif de qualité en sortie de tronçon.**

5.2.1.2.3 Troisième niveau d'examen : respect de l'objectif de qualité en sortie de tronçon

A ce troisième niveau, on adopte la même démarche que précédemment avec :

- un **abattement des flux dû à l'autoépuration** dans le milieu naturel entre le rejet en sortie de tronçon (le taux d'autoépuration est à estimer selon les cas) ;
- une **meilleure dilution** : si le débit de référence en sortie de tronçon est supérieur au débit au droit du rejet, la dilution est améliorée.
-

L'autoépuration peut être désignée par : ΔC rejet x Q rejet

$$C_{\text{aval}} = \frac{(C_{\text{amont}} \times Q_{\text{amont}}) + (C_{\text{rejet}} \times Q_{\text{rejet}}) - (\Delta C \times Q_{\text{rejet}})}{\text{débit de référence rivière aval}}$$

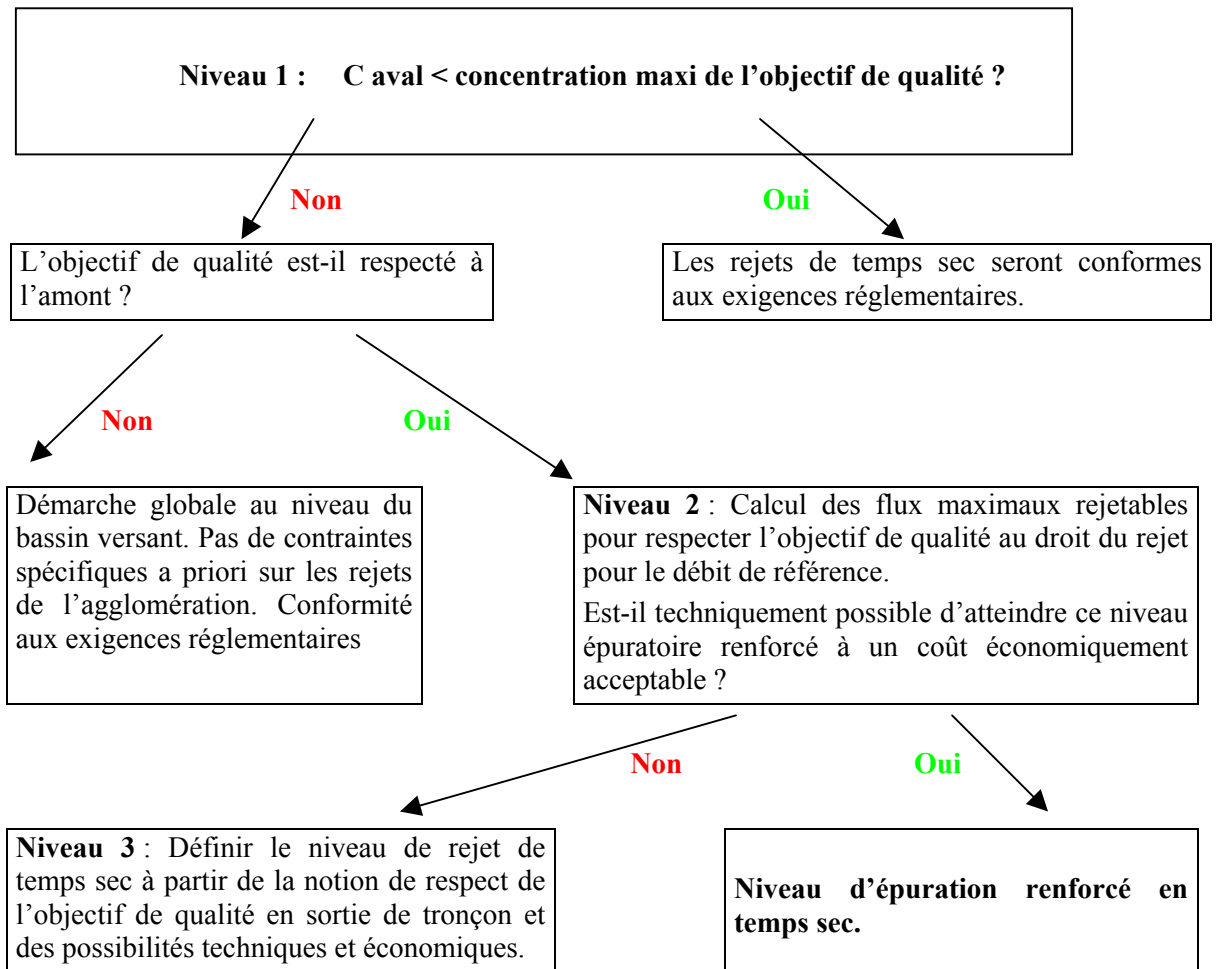
Si $C_{\text{aval}} <$ concentration maxi de l'objectif de qualité :

il faut envisager quand même un niveau épuratoire renforcé à un coût économiquement acceptable pour la collectivité puisque l'objectif de qualité n'est pas atteint au droit du rejet.

S'il n'est pas possible de respecter l'objectif de qualité en temps sec en sortie de tronçon à un coût économiquement acceptable pour la collectivité, dans un premier temps, le niveau de rejet sera au moins conforme aux exigences minimales réglementaires.

Ensuite, sous l'autorité du préfet, il sera fixé des échéances au niveau local et sur le bassin versant, pour l'ensemble des acteurs qui génèrent de la pollution afin de réduire progressivement l'ensemble des rejets pour tendre vers le respect des objectifs de qualité du milieu récepteur.

SYNOPTIQUE « temps sec »



C aval est la concentration dans le milieu récepteur après mélange avec le rejet des effluents épurés (niveau de rejet réglementaire) déversés dans la rivière au débit d'étiage de référence au droit du rejet.

$$C_{\text{aval}} = \frac{\text{Flux amont} + \text{Flux déversé}}{Q_{\text{amont}} + Q_{\text{déversé}}}$$

Tableau 19.: synoptique « temps sec »

5.2.1.3 Rejets de temps de pluie en rivière

Il est impératif que l'approche des objectifs de l'assainissement de temps de pluie soit cohérente avec ce qui est envisagé pour le temps sec et le dimensionnement de la station d'épuration en situation future. En terme de flux polluants déversés au milieu récepteur, il n'est pas pertinent d'envisager un niveau épuratoire renforcé en temps sec sans faire de même pour le temps de pluie. Les déversements de temps de pluie pris en compte sont en priorité ceux des réseaux unitaires. Le même raisonnement peut être appliqué aux rejets strictement pluviaux.

Lorsque les objectifs de réduction des flux sont définis (ou déjà atteints) pour le temps sec, il est possible de passer à l'approche du temps de pluie.

Par rapport aux [niveaux de service](#) du système d'assainissement, la limite entre niveau 1 (pluie faible, pas de rejet par les DO) et niveau 2 (pluie moyenne, surverse par les DO) sera définie après concertation entre les acteurs locaux, en conformité avec les pratiques habituelles et les moyens techniques et financiers disponibles. En niveau 1, le seul rejet du système d'assainissement (hors rejets exclusivement pluviaux) est celui de la station d'épuration, avec respect des valeurs des paramètres définies pour le temps sec. L'étude de rejets de temps de pluie concerne donc le [niveau de service 2](#).

Rien ne justifie *a priori* que l'objectif pour le niveau de service 1 du réseau d'assainissement unitaire soit la pluie de référence mensuelle. On pourra traiter les petites pluies et une partie des volumes produits par les pluies plus importantes, en essayant si possible d'éviter les rejets directs lorsqu'il y a des pics de concentration.

N.B. : l'examen de la [dilution](#) de temps sec a été fait sur la base des flux et volume journaliers de temps sec. Lors d'une pluie de niveau de service 1, ces flux et volume seront supérieurs à ces valeurs de temps sec. Il y a donc un risque de détérioration à l'aval du rejet. Toutefois, la situation reste nécessairement meilleure que lorsque les surverses commencent à fonctionner.

Le débit de la rivière à retenir pour l'approche « temps de pluie » est a priori supérieur à celui de temps sec. En régime pluvial océanique ou [pluvio-nival](#) il est possible d'utiliser le module d'étiage, soit une valeur voisine du $Q_{MNA}^{1/2}$. Toutefois, comme mentionné ci-dessus pour l'approche de temps sec, **on suggère de retenir un débit de référence adapté au contexte local afin de décrire une situation d'étiage estival non exceptionnel du milieu récepteur**. Le choix sera justifié par le contexte local.

Si la situation de temps sec n'est pas conforme en niveau de rejet et taux de collecte, il faut prendre comme hypothèse de travail pour le temps de pluie la situation future (qualité amont actuelle ou prévisible + rejets théoriques de temps sec lorsque les objectifs seront atteints).

Si la situation de temps sec est conforme en niveau de rejet et taux de collecte, il est souhaitable d'utiliser les données actuelles correspondant à la qualité de l'eau en limite aval de tronçon.

De la situation la plus favorable à la plus contraignante, on peut envisager les cas suivants :

- A - rapport de dilution très favorable** entre les volumes déversés et le débit du milieu récepteur. Pas de problème particulier. Calcul quantitatif exclusivement. Évaluation des flux admissibles par le milieu récepteur inutile ;
- B - rapport de dilution moyen** entre le débit des rejets et celui du milieu récepteur : **approche par les flux ajoutées** ;
- C - rapport de dilution médiocre.** Cas le plus défavorable où la faible dilution nécessite de définir un tronçon homogène à la sortie duquel des objectifs devront être respectés. Une étude du milieu récepteur adaptée aux impacts principaux est indispensable.

L'approche est exclusivement quantitative. Elle est basée sur un simple rapport entre l'estimation des débits déversés par temps sec et par temps de pluie, et le débit de référence de la rivière.

Par temps sec, la comparaison s'effectue entre le volume déversé sur un cycle journalier et le volume correspondant au débit de référence de temps sec de la rivière pendant la même période.

Pour le temps de pluie, la période retenue pour le calcul de dilution correspond à la durée approximative des déversements par les déversoirs d'orage. A défaut d'information contradictoire, on réalisera le calcul pour une durée de deux heures.

Pour les déversements de temps de pluie, on compare les volumes directement déversés pour **une ou plusieurs pluies de référence**, de [niveau de service 2](#), choisies pour leur représentativité, et le volume correspondant au débit de référence de temps de pluie de la rivière.

Le choix de la ou des pluies de référence n'est pas aisé. En toute rigueur, les conditions de dilutions doivent être vérifiées pour toutes les pluies de niveau 2. Mais à ce stade de l'étude, le seuil séparant le niveau 2 du niveau 3 n'est pas forcément arrêté. On aura recours utilement à la [modélisation](#) ou à une chronique de pluies.

5.2.1.3.1 Rapport de [dilution](#) très favorable (> 50 en temps sec et > 20 pour une pluie de référence).

Dans ce cas, les volumes que représentent les rejets épurés de temps sec et la pollution de temps de pluie sont peu importants par rapport aux caractéristiques hydrologiques du milieu récepteur.

On admet que l'apport de pollution des eaux usées de temps de pluie d'une petite ou moyenne collectivité située au bord d'une rivière ou d'un fleuve importants n'est pas un enjeu prioritaire pour le milieu récepteur. Si le fleuve est peu pollué, les rejets de temps de pluie de l'agglomération n'en dégraderont pas la qualité de manière sensible. Inversement, s'il est très pollué par ce qui arrive de l'amont, il n'est pas justifié de demander à la collectivité aval des efforts qui ne seront pas perceptibles en terme de qualité globale du milieu aquatique.

Avant même d'avoir défini les pluies correspondant au [niveau de service 2](#), cette approche peut être réalisée avec une chronique de pluies, pour laquelle on vérifie que la condition est respectée pour plus de 90 % des déversements.

5.2.1.3.2 Rapport de dilution [moyen](#)

(une au moins des deux conditions de dilution par 50 en temps sec ou par 20 en temps de pluie n'est pas respectée).

A ce niveau, il est nécessaire **d'évaluer les flux polluants produits par l'agglomération en temps de pluie.**

L'approche est une forme de modélisation simplifiée qui ajoute les flux rejetés à ceux de la rivière, à l'amont. L'évaluation de l'impact à l'aval de l'agglomération sera appréciée par rapport aux grilles de qualité et aux usages de l'eau et du milieu par l'homme.

Pour le débit de référence de la rivière adapté au contexte local (étiage non exceptionnel), on simule les rejets en flux et volume apportés par une chronique de pluies. La démarche consiste à vérifier qu'il n'y a pas (pour les pluies de [niveau 2](#)) de déclassement de plus d'une classe de qualité par rapport à l'objectif du milieu récepteur à l'aval du rejet, et qu'il n'y a pas de perturbation des usages de l'eau à l'aval.

La base de temps qui va servir au calcul de dilution dépend du type de milieu récepteur et de la réactivité du système d'assainissement en temps de pluie, en particulier la durée de déversement.

Il existe dans ce cas une latitude pour la définition du seuil (fréquence de la pluie) séparant le [niveau de service 1](#) du niveau de service 2 (premiers déversements aux déversoirs). Mais l'exigence devrait être supérieure lorsque le rapport de dilution est moyen par rapport à une situation où il est très favorable, toutes choses égales par ailleurs.

5.2.1.3.3 Rapport de dilution [médiocre](#)

(après évaluation des flux polluants telle que décrite ci-dessus, on obtient un déclassement de plus d'un rang par rapport à l'objectif de qualité, ou une perturbation des usages de l'eau à l'aval).

C'est le niveau le plus critique, lorsque le rapport de dilution entre le débit de la rivière et celui des rejets devient faible ou bien lorsque les rejets de temps de pluie perturbent de manière chronique certains usages de l'eau.

Pour le débit de référence de la rivière adapté au contexte local (étiage non exceptionnel), les flux ajoutés par les rejets dans la rivière lors des chroniques de pluies (ne dépassant pas le [niveau 2](#)), apportent un déclassement de plus d'une classe par rapport à l'objectif de qualité ou remettent en cause certains usages de l'eau.

A l'approche précédente qui évalue la concentration à l'aval de l'agglomération, on ajoutera une estimation de la **capacité épuratoire du milieu récepteur.**

Dans ce cas, l'objectif à atteindre concerne la sortie du tronçon homogène de référence dans le milieu récepteur.

A ce niveau de complexité, il est indispensable de mettre en œuvre des moyens importants, pour la mesure et la modélisation, tant au niveau du [réseau d'assainissement](#) que pour le [milieu naturel](#). Une modélisation sophistiquée avec [calage](#) par des mesures permettra de vérifier le bien-fondé des hypothèses préliminaires et aidera à construire un ou plusieurs scénarios visant à atteindre des objectifs précis.

Dans ces situations critiques plus encore que dans les cas précédents, il faut définir des objectifs et un échéancier de réalisation en concertation avec les acteurs locaux (police de l'eau, agence de l'eau, collectivité, etc.). Ceci doit rester compatible avec les moyens techniques et financiers disponibles.

Dans ce contexte, il est recommandé de mettre en œuvre systématiquement un suivi du milieu naturel [amont et aval](#) en routine (au minimum, hydrobiologie).

Le calcul du rapport de dilution nécessite la connaissance des volumes rejetés et des volumes écoulés en rivière.

Le volume écoulé en rivière sera évalué sur la base du module d'étiage ou à défaut du $Q_{MNA\ 1/2}$ de la rivière pendant la durée du déversement.

Le volume rejeté par temps de pluie peut être obtenu par mesure ou modélisation.

Lorsque des données qualitatives ou quantitatives sur le milieu naturel et les rejets existent, les utiliser autant que possible pour les simulations.

5.2.1.4 Justifications des choix de l'approche ci-dessus.

Premier niveau de test :

5.2.1.4.1 A - dilution des rejets de temps de pluie

Nous sommes partis du postulat que lorsque le rapport de dilution du rejet dans le milieu récepteur est supérieur à 20, l'impact des rejets est peu perceptible pour le milieu naturel.

Pour affiner l'analyse, deux notions ont été utilisées, **dilution en temps sec et en temps de pluie** :

Pour les **rejets épurés de temps sec**, on compare le débit moyen journalier de temps sec de la station d'épuration avec le débit de référence de temps sec du milieu récepteur (choix à justifier qui n'est pas impérativement le $Q_{MNA\ 1/5}$). Lorsque le rapport de dilution est supérieur à 20, il n'y a pas *a priori* d'impact perceptible. Puisque ces rejets sont permanents, on ajoute un coefficient de sécurité de 2,5 pour porter ce rapport à 50.

Pour les **rejets de temps de pluie**, on calcule les volumes produits par une ou plusieurs pluies de référence, puis on évalue les volumes rejetés directement par le réseau. On compare ces volumes déversés au volume produit par le débit de référence de temps de pluie (choix à justifier qui n'est pas impérativement le module d'étiage ou le $Q_{MNA\ 1/2}$) de la rivière pendant la durée de déversement.

Dans ce cas, le rapport de dilution jugé acceptable est 20, car les rejets de temps de pluie sont occasionnels.

A défaut d'information sur la durée réelle des déversements pour la pluie de référence, on réalise le calcul pour une durée de deux heures.

Ces pluies de référence doivent être représentatives du [niveau de service 2](#) du système d'assainissement (rejets par les D.O., impact sur le milieu limité et contrôlé). Mais attention : la notion de pluie ou d'ensemble de pluies de référence est uniquement utilisée pour les tests en matière de dilution dans le milieu naturel : que produira l'une de ces pluies les plus fortes survenant pendant un étiage sévère ?

Test : **Donc, si :**

$(Q \text{ réf. temps sec rivière} / Q \text{ temps sec rejet}) > 50$

et

$(Q \text{ réf. temps pluie rivière} / Q \text{ temps pluie produit par l'agglomération}) > 20$,
les rejets de temps de pluie ont un impact peu perceptible sur le milieu naturel.

Sauf contraintes particulières, les exigences seront faibles en ce qui concerne le traitement de la pollution de temps de pluie. Le seuil séparant les niveaux de service 1 et 2 pour le système d'assainissement peut correspondre à une fréquence assez élevée et donc à de très petites pluies.

Si on réalise une simulation sur une longue chronique de pluies, on peut intégrer la notion de tolérance de dépassement du seuil. Un calcul de dilution est effectué pour chaque déversement. Si pour plus de 90 % des déversements **en période d'étiage**, le rapport de dilution entre le volume produit par le débit de référence de la rivière pendant la durée du déversement et le volume déversé est supérieur à 10, alors l'évaluation des flux admissibles n'est pas nécessaire. Mais si la simulation est réalisée sur une ou plusieurs pluies de référence (non exceptionnelles), on s'en tiendra à une lecture simple des rapports de dilution, sans tolérance de dépassement.

A défaut, si :

$(Q \text{ réf. temps sec rivière} / Q \text{ temps sec rejet}) < 50$

ou

$(Q \text{ réf. temps pluie rivière} / Q \text{ temps pluie produit par l'agglomération}) < 20$,

on passe au second niveau de test :

Second niveau de test : 5.2.1.4.2 B - concentration théorique en rivière du fait des rejets de temps de pluie

Les conditions du premier niveau ne sont pas respectées. Les rapports de dilution entre les déversements et le débit de la rivière ne permettent pas à priori d'affirmer que les impacts des rejets de temps de pluie seront peu perceptibles.

Il est nécessaire de passer au second niveau d'évaluation qui consiste à quantifier les flux déversés en temps de pluie pour une pluie ou un ensemble de pluies de référence et à les comparer aux flux admissibles dans le milieu récepteur (calcul de concentration pendant la durée du déversement).

Le débit de rejet estimé sera le quotient du volume global déversé divisé par la durée de déversement. La concentration du rejet est supposée constante pendant la durée du déversement.

Les concentrations de référence dans la rivière (amont – aval) doivent également être connues afin d'en estimer les flux.

Estimation des flux déversés.

Elle est faite par tout moyen disponible adapté à la taille de la collectivité et aux enjeux prévisibles vis-à-vis du milieu récepteur ([mesure](#), [modélisation](#), données bibliographiques, etc.).

On choisit les hypothèses les plus défavorables pour avoir une quantification maximale des flux produits (dépôts sur les sols et dans les réseaux en particulier) car l'objectif est la protection du milieu récepteur. On se situe donc délibérément dans les conditions les plus défavorables pour lui.

Les flux et volumes déversés sont alors supposés connus pour une pluie de référence.

Il est possible d'estimer [sommairement](#) les flux à partir du produit du volume rejeté par une concentration moyenne estimée dans les rejets. Dans ce cas, on se positionnera dans la gamme haute des concentrations (voir [3.4.2.5](#) ou autres données locales ou générales).

On conserve l'hypothèse du régime permanent pendant la durée du déversement. A défaut d'autres données, on choisit une durée de déversement estimée à deux heures.

Test Si l'objectif de qualité et d'usage à l'aval est respecté en temps sec :

Pour les paramètres DCO, DBO₅ et NH₄, on ajoute au flux aval de temps sec $C_{\text{aval}} \times Q_{\text{aval}}$ (incluant le rejet de temps sec : $C_{\text{rejet}} \times Q_{\text{rejet}}$) le flux correspondant à la pluie de référence, et on calcule la concentration théorique obtenue à l'aval :

$$C_{\text{théorique aval}} = \frac{(C_{\text{aval}} \times Q_{\text{aval}}) + (C_{\text{pluie}} \times Q_{\text{pluie}})}{Q_{\text{aval}} + Q_{\text{pluie}}}$$

3 cas sont alors possibles :

- $C_{\text{théorique aval}} < C_{\text{maxi admissible}}$ pour l'objectif de qualité. Les exigences seront minimales sauf contraintes particulières ;
- $C_{\text{théorique aval}} < C_{\text{maxi admissible}}$ pour un déclassement d'une classe de qualité. Les déversements de temps de pluie ont un impact observable mais a priori acceptable au regard de l'approche des objectifs de qualité de temps de pluie (le dépassement de classe de qualité du milieu récepteur est inférieur à 10 % du temps) ;
- $C_{\text{théorique aval}} > C_{\text{maxi admissible}}$ pour un déclassement d'une classe de qualité. Il faut envisager une approche de troisième niveau (cf. ci-après).

Si l'objectif de qualité et d'usage à l'aval n'est pas respecté en temps sec :

La première priorité consistera à rechercher les causes et à trouver les solutions pour atteindre cet objectif. Si à partir de l'état de l'amont (dans l'hypothèse d'un respect de l'objectif de qualité à l'amont) et d'une simulation pour le temps sec (objectif de réduction des flux) l'objectif de qualité est respecté à l'aval, on se réfère au paragraphe précédent. Si **l'objectif de qualité n'est pas respecté à l'amont**, il faut comme pour l'approche de temps sec envisager une démarche globale au niveau du bassin versant. Il est inutile a priori de fixer arbitrairement des contraintes fortes à l'agglomération aval qui subit cette situation et le cas échéant apporte une dégradation supplémentaire.

troisième niveau de test 5.2.1.4.3 C - approche sommaire de l'autoépuration des rejets de temps de pluie en rivière

Les conditions hydrauliques (dilution trop faible) ou morphologiques (rivière lente de plaine), ne permettent pas *a priori* de se contenter des calculs de flux ajoutés pour évaluer les aptitudes de la rivière à recevoir des effluents de temps de pluie. Il est alors nécessaire d'étudier l'évolution des rejets, en particulier l'autoépuration sur un tronçon adapté.

Choix du tronçon (cf. [5.2.1.1](#))

Les effets de la désoxygénation se font ressentir jusqu'à 7 à 8 jours après le déversement. Toutefois, les situations critiques sont presque toujours observées dans un délai plus court, de quelques heures à 2 ou 3 jours.

Un exemple connu est fourni par la Seine dans et à l'aval de l'agglomération parisienne. Après un orage important, le niveau d'oxygène dissous décroît dans le bief, de l'amont vers l'aval. C'est le passage en surverse au-dessus des barrages destinés à maintenir le niveau d'eau des biefs navigables qui assure la réoxygénation. Les phénomènes s'atténuent progressivement au fur et à mesure du transfert des volumes pollués vers l'aval.

Cette situation est essentiellement observée sur les rivières lenticules fortement anthropisées. Si le temps de séjour dans un bief est long, en l'absence de réoxygénation et en présence de rejets urbains de temps de pluie non traités, il peut y avoir un risque non négligeable de création de zones d'anoxie, en particulier en été dans les rivières eutrophes.

Le tronçon de référence à l'aval de l'agglomération peut donc être délimité par le passage en surverse sur un ou plusieurs seuils, artificiels ou naturels, qui contribueront à la réoxygénation de l'eau ou bien par la confluence avec une autre rivière importante.

Dans le cas particuliers d'usage de l'eau par l'homme à l'aval, clairement identifié, il est possible d'y localiser la sortie de tronçon. Attention, les paramètres pertinents ne sont pas toujours les paramètres usuels de la pollution urbaine (bactériologie, sels dissous, etc.).

Caractéristiques retenues pour l'autoépuration

A défaut de données locales disponibles ou de mesures spécifiques, il est proposé dans le document Agence Rhin-Meuse/DIREN Lorraine [*op. cit.*] des résultats obtenus à partir d'une série de cas concrets.

L'autoépuration **apparente** en rivière de plaine est estimée pour 10 km de cours d'eau à environ 30 % du flux pour la DBO₅ et 60 % pour l'azote organique et ammoniacal.

Mode de calcul :

Évaluation des flux déversés pour une pluie de référence



Estimation de la longueur de rivière jusqu'au secteur critique (aval du bief, zone de mortalités piscicoles anciennes ou actuelles, prise d'eau...)



Calcul des flux avec abattements dus à l'autoépuration (cf. ci-dessus, rejets de temps sec)



Procéder au même calcul que pour le second niveau de test (cf. [B ci-dessus](#)).

Test Si la concentration théorique à l'aval sur la section critique (barrage du bief, aval de la zone lentic) est supérieure à la concentration maximale admissible pour un déclassement d'une classe de qualité, il est recommandé de passer à une phase d'étude avec [mesures](#) et [modélisation](#) du système d'assainissement (en incluant le cas échéant les rejets strictement pluviaux) et du milieu naturel pour caractériser le fonctionnement du [système d'assainissement](#) et l'état du [milieu récepteur](#) (qualité de l'eau, hydrobiologie...).

SYNOPTIQUE « temps de pluie »

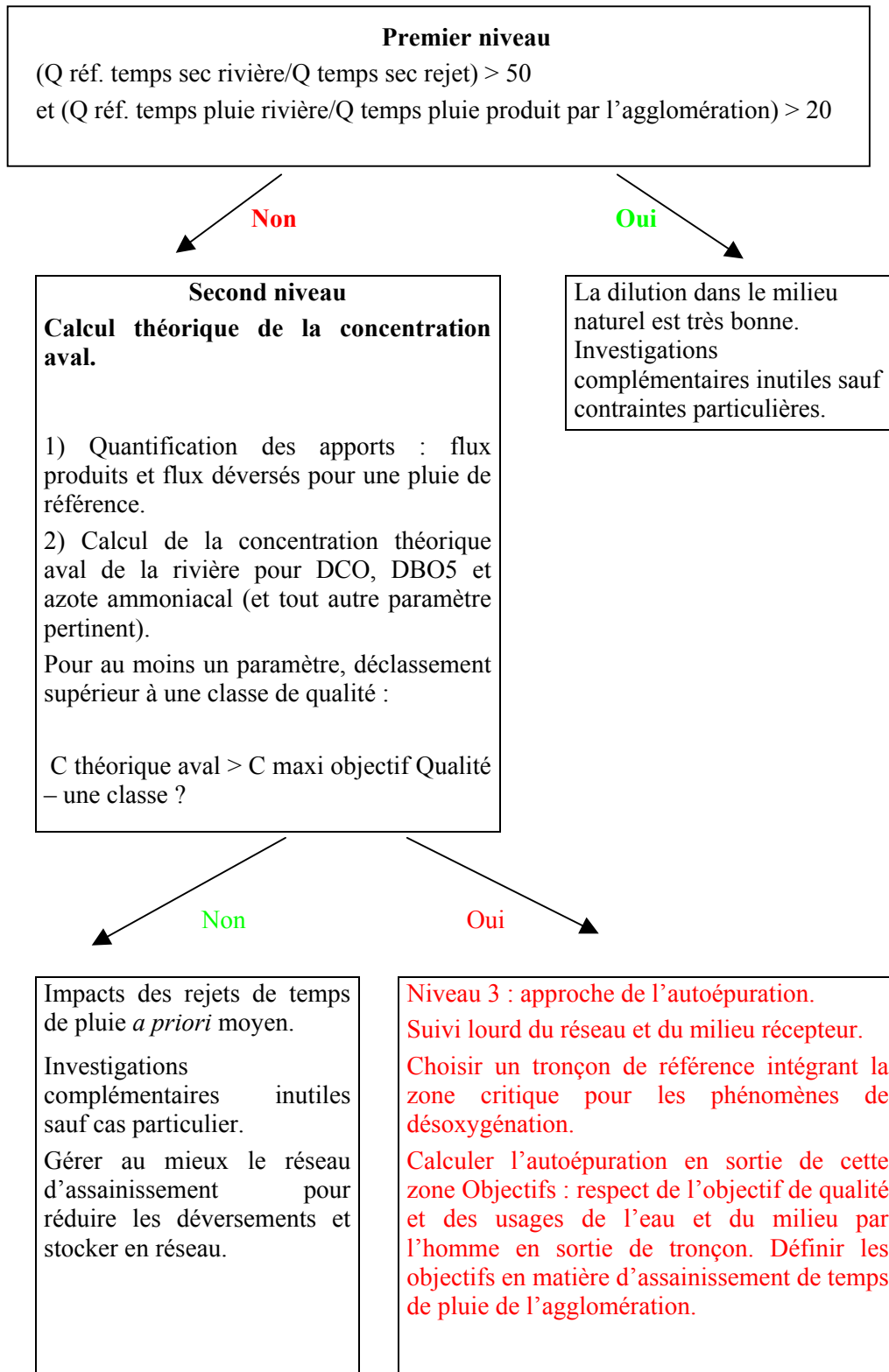


Tableau 20.: Synoptique « temps de pluie »

5.2.2 Rejets en milieu littoral marin

L'évaluation des impacts des déversements en zone [littorale](#) ne peut être abordé simplement à partir de calculs de dilutions.

5.2.2.1 Approche des rejets urbains en zone littorale

La méthode préconisée consiste à identifier les rejets de temps sec, les déversements sur la zone d'estran et les usages (baignade, zone de production conchylicole, autres). Dans un premier temps, il convient de vérifier la compatibilité avec les directives européennes et la réglementation française.

En zone littorale, les problèmes liés aux [perturbations des usages](#) tels que conchyliculture, pêche à pied et baignade serviront de repères pour l'évaluation du milieu et la définition des objectifs.

L'analyse statistique des données bactériologiques (acquises dans le cadre du suivi des zones de baignade, de conchyliculture et de pêche à pied notamment par l'Ifremer et la DDASS) et des données pluviométriques peuvent permettre d'identifier dans un premier temps des impacts dus aux rejets de temps de pluie.

L'approche préconisée pour une conception de l'assainissement prenant en compte l'impact des rejets de temps de pluie repose sur l'utilisation de chroniques de pluies réelles couvrant plusieurs années.

Un modèle hydraulique de réseau est indispensable. Les charges bactériennes et/ou les concentrations en germes bactériens seront simulées et/ou issues de mesures et/ou d'origine bibliographique.

La démarche consistera à analyser les dépassements des fréquences de non-conformité ou durées de défaillance au regard du classement actuel de la zone (baignade, conchyliculture et pêche à pied) et des objectifs de qualité visés.

Pour évaluer l'impact à l'aide des grilles de qualité en zone de baignade, de conchyliculture ou de pêche à pied, il est nécessaire de [modéliser](#) le devenir des bactéries après rejet.

Les méthodes décrites ci-dessous reprennent les procédures dites UPM (Urban Pollution Management) en vigueur au Royaume-Uni.

Trois niveaux d'approche sont proposés correspondant à des représentations plus au moins détaillées du milieu et des impacts. La méthode la plus simple (identifiée sous le vocable alternative) est également la plus sécuritaire, elle peut donc conduire à prévoir des programmes d'équipement plus conséquents que ceux qui auraient été envisagés en évaluant l'impact sur le milieu avec des méthodes plus détaillées.

Citons également l'approche canadienne, qui interdit la baignade deux jours après tout déversement par les déversoirs d'orage.

5.2.2.2 Utilisation d'un modèle détaillé

L'utilisation de ce type de modèle suppose la simulation de longues séries de pluies avec un modèle de réseau adapté puis la simulation des impacts des déversements sur les zones côtières (résultats fournis par le modèle de réseaux) à l'aide d'un modèle littoral préalablement calé sur les contraintes propres au site étudié.

Au Royaume-Uni ce type d'approche correspond à la méthode dite SCRAM : Storm Coastal Risk Assessment Model.

Les durées de défaillance peuvent s'exprimer proportionnellement à la durée d'immersion de chaque cellule du domaine modélisé au cours de la période de baignade d'une année donnée ou au cours de l'ensemble des années simulées. La comparaison des résultats obtenus avec les valeurs seuils présidant aux classements des zones de baignade, de conchyliculture ou de pêche à pied permettra d'orienter les actions à mener.

5.2.2.3 Équations de durée de défaillance simples

La démarche s'appuie sur un nombre réduit de scénarios. Un premier jeu de 10 à 15 simulations conduites à l'aide d'un modèle côtier ou estuarien utilise 3 déversements de diverses importances (petit, moyen et grand) débutant à différents moments d'un cycle de marées de mortes-eaux (marée haute, jusant, marée basse, flot). Aucun vent n'est simulé.

Pour chaque simulation, les durées de défaillance (c'est-à-dire les laps de temps pendant lesquelles les valeurs seuils correspondant à un objectif de classement donné sont dépassées) dans la zone de baignade ou de conchyliculture sont notées.

Les résultats de ces simulations sont utilisés pour calibrer une équation de durée de défaillance simple qui peut prendre la forme suivante :

$$\text{durée de défaillance (en heures)} = A (1 - e^{-BL})$$

avec :

L : charge bactérienne dans le rejet ;

A, B : paramètres de calibration.

La durée de défaillance varie suivant cette équation de 0 pour des charges bactériennes rejetées faibles à des valeurs proches de A (en heures) pour des charges importantes. Des durées de défaillance supérieures à A sont impossibles. Il est improbable de rencontrer des valeurs de A supérieures à un cycle de marée, mais en Méditerranée elle peut prendre des valeurs importantes.

A et B prendront différentes valeurs suivant l'état de la marée au moment du déversement. La calibration de ces équations ne nécessite pas une grande précision. L'important est d'assurer une marge de sécurité adéquate, la durée de défaillance

évaluée par la méthode simplifiée devant être plus importante que celle issue d'une évaluation par le modèle détaillé.

Quelques simulations sont ensuite répétées en utilisant un cycle de grande marée et un vent de terre puis un vent de mer. Les changements de durée de défaillance sont notés et utilisés pour introduire un coefficient correcteur tenant compte des conditions de vent et de marée (par exemple, des durées de défaillance lors de grandes marées = 0,8 x durées de défaillance lors des mortes-eaux).

Une fois ces équations de défaillance établies, aucune autre simulation du littoral n'est nécessaire. Les équations peuvent être appliquées directement aux longues séries de déversements de temps de pluie afin d'estimer les durées de défaillance. La comparaison des résultats obtenus avec les valeurs seuils présidant aux classements des zones de baignade, de conchyliculture ou de pêche à pied permettra d'orienter les actions à mener.

Cette méthode est particulièrement adaptée sur des sites où un à deux rejets occasionnent l'essentiel des déversements et où la zone la plus sensible est facilement identifiable. Lorsque ce n'est pas le cas, il se peut que la méthode précédente (Modèle détaillé - Storm Coastal Risk Assessment Model SCRAM) soit mieux adaptée.

5.2.2.4 Alternative

Dans le cas où ce type d'approche par modélisation du milieu marin s'avérerait infaisable ou injustifié, les fréquences de rejet préconisées au Royaume-Uni (AMP2 Guidelines) pour les zones de baignades peuvent éventuellement être utilisées.

Le postulat consiste à limiter le nombre maximum de rejets de temps de pluie indépendants via des déversoirs d'orages dans des eaux de baignade ou à proximité de ces dernières. La fréquence de déversement maximale autorisée est de 3 par saison. La notion de saison fait référence à la période de baignade (en général, de juin à septembre).

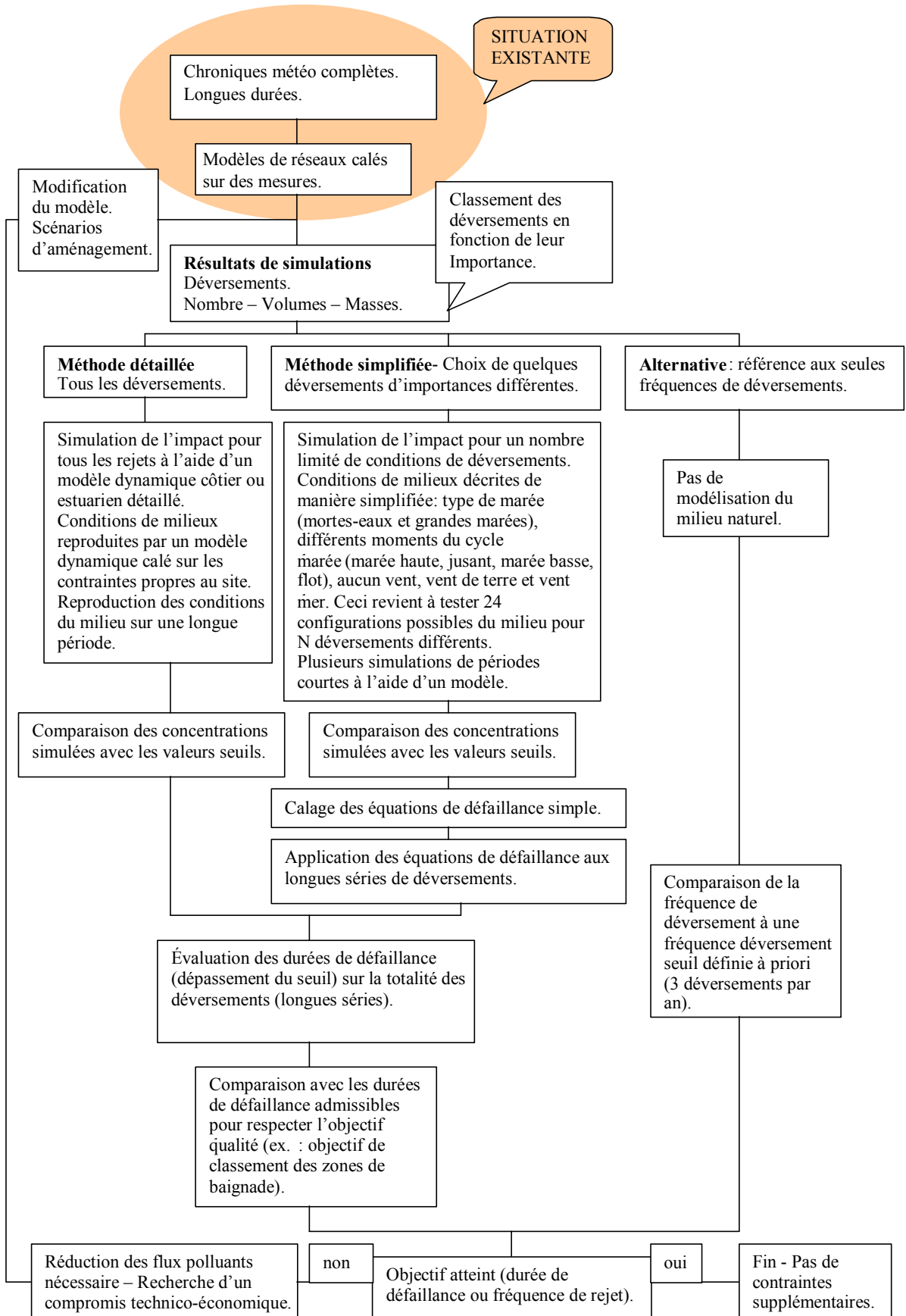
L'évaluation des fréquences de déversement nécessite l'usage de longues séries de pluies réelles et d'un modèle hydraulique de réseau.

Si cette approche se révèle trop coûteuse en terme d'investissement à réaliser pour mettre en conformité le système d'assainissement, l'utilisation d'un modèle d'impact littoral reste un choix envisageable (voir ci-dessus).

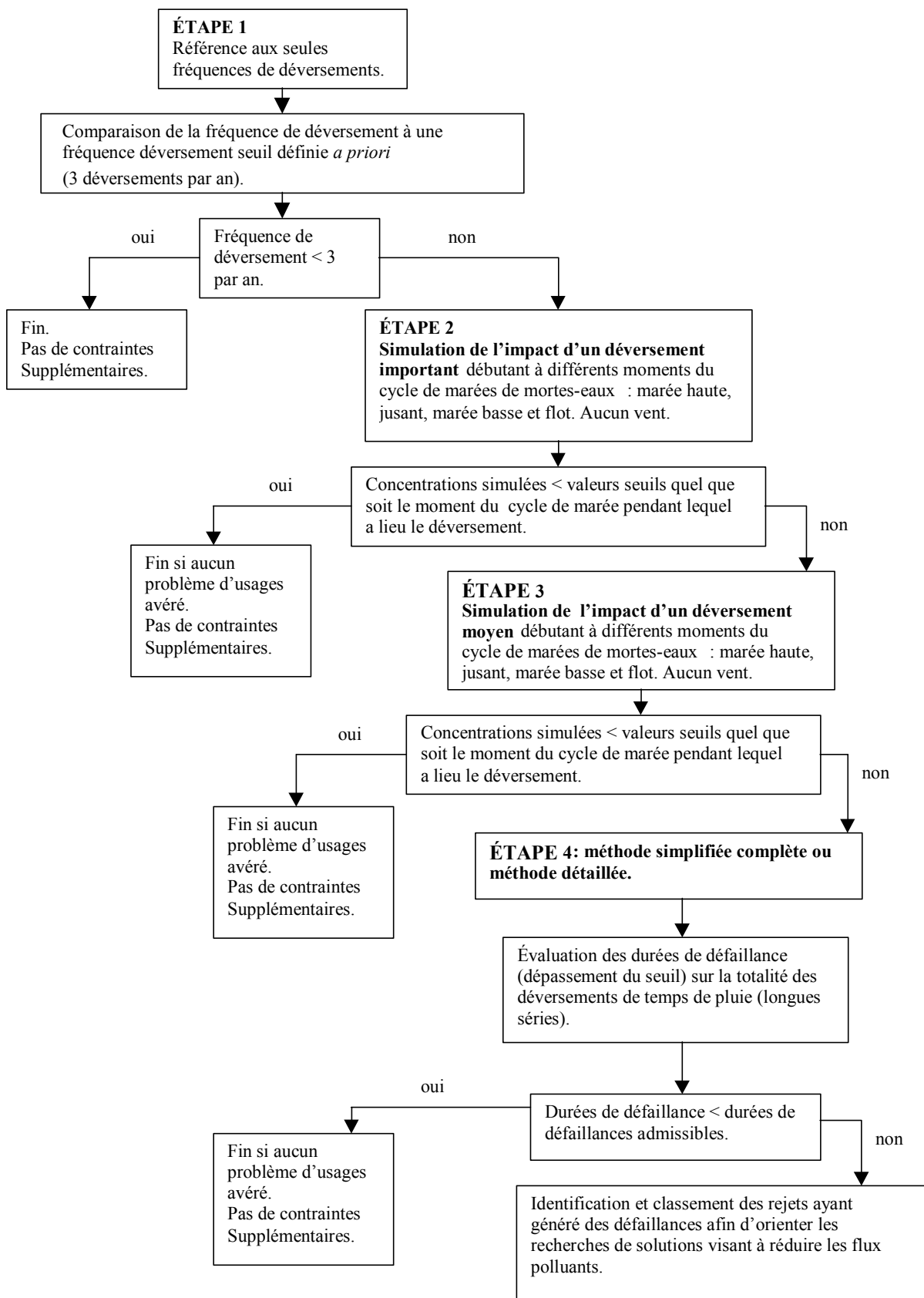
Dès lors que les fréquences de dépassement seraient supérieures à celles préconisées ci-dessus, des aménagements permettant de réduire le nombre de déversements s'imposent.

Tableau 21.: Synoptique « littoral marin » (Page suivante)

Synoptique « littoral marin »



Complément à la démarche d'évaluation de l'impact de l'existant en zone littorale.



5.2.3 Rejets dans les plans d'eau

Dans la mesure du possible, on cherchera à éviter tout rejet permanent d'effluents urbains dans un [plan d'eau](#), en le dirigeant vers un autre milieu moins sensible à l'eutrophisation (hormis le cas des lagunes prévues à cet effet).

Si la suppression totale de ces rejets s'avère impossible, pour des raisons économiques, techniques et environnementales, il conviendra alors d'évaluer la réduction de flux nécessaire à la préservation ou à la reconquête du plan d'eau. L'approche préconisée consiste à évaluer la nature des actions à entreprendre à partir des enjeux en terme d'usages existants ou envisagés (esthétique, pêche, voile, baignade, régulation des débits, irrigation, alimentation en eau potable, lagunage, etc.).

Les utilisations potentielles d'un plan d'eau ne sont pas toutes compatibles entre elles. Des conflits d'usage naissent entre autres des caractéristiques différentes voire opposées que nécessitent la pratique de chaque activité.

L'identification des usages et leur localisation constitue donc un préalable indispensable. En cas d'usages incompatibles, une hiérarchisation des priorités s'impose. Le choix pourra alors porter sur la préservation de certaines utilisations compatibles entre elles, voire d'un seul usage [[Barroin](#), 1999]. On pourra également s'orienter vers la reconquête du milieu en vue d'un usage laissé pour compte. Dans ce dernier cas, il conviendra de s'assurer que les objectifs fixés n'auront pas de contreparties négatives sur d'autres usages majeurs du plan d'eau.

Après avoir défini les priorités d'usages, l'identification des problèmes avérés ou susceptibles de se manifester conduit à l'identification des paramètres contraignants (ex. : transparence de l'eau, développement d'algues, bactériologie... pour une zone de baignade). Cette étape permet d'effectuer un choix de modèle « milieu » adapté au problème posé à condition toutefois qu'aient été prises en compte les spécificités physiques du plan d'eau : surface, profondeur...

La simulation de l'impact s'effectuera à partir des déversements réels et de ceux simulés à l'aide d'un [modèle](#) « réseau » sur une longue période. L'approche préconisée pour une conception de l'assainissement prenant en compte l'impact des rejets repose sur l'utilisation de chroniques météorologiques réelles couvrant plusieurs années.

Les impacts différés induits par l'accumulation des polluants nécessitent des simulations sur de longues durées afin d'évaluer l'évolution des paramètres contraignants sur le long terme.

Des simulations sur de plus courtes périodes sont nécessaires pour évaluer des impacts immédiats.

Par exemple pour l'usage [baignade](#), il sera donc envisagé deux niveaux de simulations :

- l'une rendra compte sur le long terme de l'état trophique du milieu auquel sont liés les paramètres tels que la transparence de l'eau et le développement algal ;
- l'autre permettra d'évaluer les impacts à plus court terme de chaque déversement sur la transparence de l'eau et la qualité bactériologique des zones de baignades.

Dans ce deuxième cas, la démarche consistera à analyser les dépassements des fréquences de non-conformité ou durées de défaillance au regard d'un seuil admissible pour la préservation de l'usage cible. Le choix de la période sur laquelle portera l'analyse sera fonction du type d'usage (ex. : juin à septembre pour la baignade).

Une démarche itérative permet d'identifier :

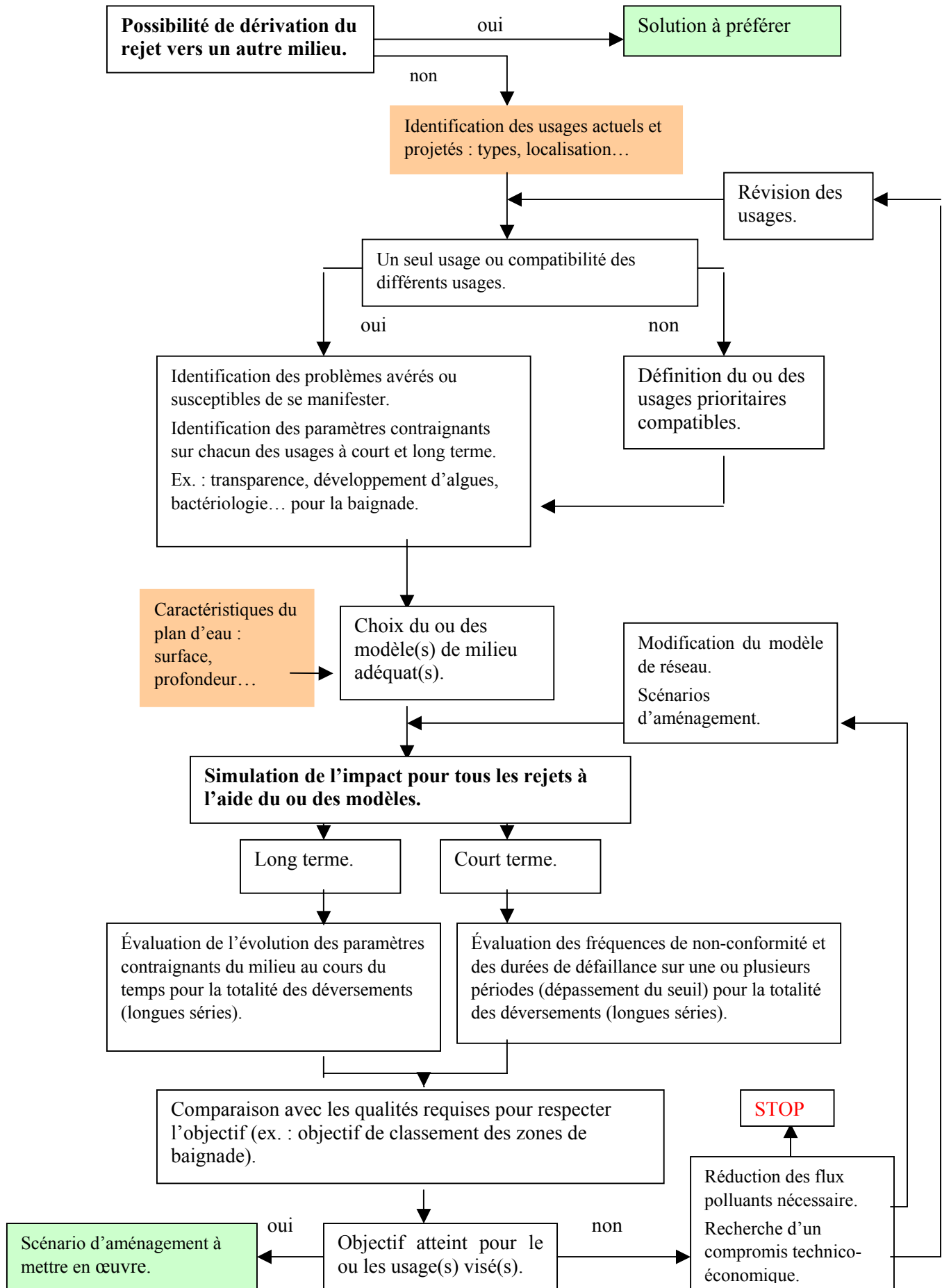
- les défaillances possibles dans la configuration actuelle d'aménagement en regard des objectifs d'usages ;
- les différents scénarios d'aménagement permettant d'atteindre l'objectif visé ;
- l'incompatibilité totale ou partielle entre les usages visés et les possibilités techniques, économiques, voire politiques.

Dans ce dernier cas, il restera toujours possible de revoir à la baisse les prétentions en terme d'usage du plan d'eau.

Des interventions « pour aménager au moins mal les conséquences du flux résiduel de pollution » [[Barroin](#), 1999] pourront également être définies.

Sur un plan d'eau où l'enjeu relève de la reconquête du milieu et lorsque la réduction de flux polluants envisageable s'avère suffisante pour que le plan d'eau retrouve des caractéristiques convenables, il convient d'évaluer le temps de réaction du lac à une réduction de flux polluants. Cette donnée permettra d'évaluer la nécessité ou non d'accélérer les processus de régénération par des interventions sur le lac [*ibid.*]

Tableau 22.: *Synoptique « plan d'eau » (Page suivante)*



5.2.4 Rejets en eaux souterraines

L'infiltration des eaux pluviales présente souvent une alternative intéressante à l'assainissement classique par canalisations enterrées. Outre l'aspect économique, elle présente l'avantage de maintenir une recharge des [nappes](#) qui pourrait être en partie compromise par l'imperméabilisation des sols.

L'infiltration est réalisée au moyen d'[ouvrages](#) spécifiques tels que fossés, noues, bassins, puits...

Les conditions de choix sont d'abord d'ordre réglementaire.

D'une part, les périmètres de protection des captages destinés à l'alimentation humaine peuvent être assortis de prescriptions limitant l'infiltration.

D'autre part, les SDAGE et localement un SAGE peuvent comporter des règles visant à la protection des nappes, ainsi d'ailleurs que d'autres instruments de planification comme les contrats de nappe. De même, des organes tels que des syndicats de gestion, soucieux de préserver la qualité des eaux souterraines, peuvent limiter le recours à l'infiltration.

Rappelons aussi que les rejets d'eaux pluviales ou d'effluents dans le sous-sol, comme d'ailleurs les rejets en rivière, sont soumis au régime d'autorisation ou déclaration institué par l'article 10 de la loi sur l'Eau (*devenu L 214-1 à 11 du code de l'Environnement*).

Les impacts attendus sur les eaux souterraines sont définis par l'évolution, dans l'espace et le temps, des niveaux piézométriques de la nappe et des concentrations des différentes substances contenues dans l'eau. Celles de ces substances qui peuvent être l'agent de pollutions d'origine anthropique sont essentiellement les nitrates, les phosphates, les produits phytosanitaires (pesticides...), les chlorures et sulfates, les hydrocarbures, les métaux lourds, les micropolluants organiques, et les agents pathogènes (bactéries...).

De nombreux mécanismes de transformations physiques, chimiques et biologiques affectent ces substances pendant la percolation de l'eau dans la zone non saturée. La plupart de ces phénomènes vont dans le sens d'une épuration de l'eau. Cette épuration peut être définitive (dégradation des polluants) ou non (rétention des polluants dans la matrice poreuse avec risque de relargage). Ces mécanismes peuvent se prolonger dans la zone saturée, mais avec beaucoup moins d'importance.

L'ensemble de ces phénomènes est très complexe, et imparfaitement appréhendé. Les expérimentations connues concluent à l'impact limité de l'infiltration des eaux de ruissellement sur les nappes, mais soulignent l'accumulation importante de substances polluantes dans les sols, la plupart du temps dans les premiers centimètres, avec risque de relargage si la zone polluée n'est pas régulièrement nettoyée.

La contrepartie à la dépollution des eaux par les premiers niveaux est la pollution des sols. En conséquence, un entretien est indispensable et pas forcément difficile car la couche de sol pollué est généralement peu épaisse et bien circonscrite.

Des augmentations de teneurs en zinc, plomb et HAP ont été observées dans la nappe, sur certains sites. De même, les sels sont peu retenus par les sols et parviennent à la nappe. Les pesticides sont largement utilisés en milieu urbain et leur impact mérite d'être surveillé, mais dans la mesure où on évite de concentrer les rejets, il n'y a pas à attendre d'effet notable. Par ailleurs, les nitrates et phosphates sont généralement peu importants dans les eaux de ruissellement urbaines, et n'ont donc pas d'effet notable sur la nappe.

De ces considérations, auxquelles s'ajoute le risque de pollution accidentelle, il ressort que la faisabilité de l'infiltration dépend des caractéristiques de trois composantes :

- **la nature et la quantité des substances véhiculées** par les eaux de ruissellement, elles-mêmes liées aux usages des surfaces drainées ;
- **les caractéristiques de la zone non saturée** où s'effectuera l'infiltration, notamment son épaisseur, sa perméabilité ainsi que son aspect fissuré ou non, ou encore la présence de couches solubles (ex. : le gypse, ce qui exclut totalement l'infiltration) ;
- **les caractéristiques de la nappe**, son importance, ses usages, ses fluctuations saisonnières, la cote de son plus haut niveau, le sens et la vitesse de son écoulement, sa qualité et sa vulnérabilité.

Le tableau 23 ci-après, extrait de T.S.M. *Spécial eaux pluviales* de novembre 1995 propose des choix en croisant le type de zones de ruissellement et la perméabilité de la zone non saturée où s'effectue l'infiltration des eaux pluviales.

Tableau 23.: Possibilités d'infiltration (Page suivante)

Perméabilité du sol			
Zone de ruissellement	Sols très peu perméables à imperméables (limons, argiles, argiles sableuses) $P \leq 10^{-7}$ m/s	Sols peu perméables $10^{-7} \leq P \leq 10^{-5}$ m/s	Sols perméables (sables fins) $10^{-5} \leq P \leq 10^{-4}$ m/s et sols très perméables (sables avec graviers) $P \geq 10^{-4}$ m/s
Zone d'habitat : faible pollution, eaux de bonne qualité (peu de fines, peu de polluants).	Infiltration possible sans précautions particulières, excepté le problème d'évacuation des débits.	Infiltration possible sans précautions particulières.	. Si l'infiltration se fait dans une couche non saturée de 1 m d'épaisseur au minimum, infiltration sans précautions particulières. . Sinon, la nappe étant vulnérable, ne pas infiltrer, ou ne le faire qu'avec de sérieuses précautions.
Zone d'activité : hydrocarbures, polluants persistants, toxiques, MES (1).	Infiltration sans précautions particulières si l'on admet que la pollution restera piégée dans les premiers centimètres du sol.	Infiltration possible à condition d'imperméabiliser les zones à risque.	Selon la vulnérabilité du milieu : . pas d'infiltration, . ou prétraitement avant infiltration : piégeage de la pollution en amont de l'infiltration par traitement ou par confinement.
Zone commerciale :	-----		
a) zones de circulation lourde, de déchargement, de chargement....	Ne pas infiltrer, mais traiter ces zones en assainissement traditionnel.		
b) zones de parking et circulation de VL.	-----		
Axes de circulations, parkings : MES, hydrocarbures, polluants persistants. (Hormis la desserte d'installations classées)	Pas de précautions particulières à prendre si l'on admet que la pollution restera piégée dans les premiers centimètres du sol.	Infiltration possible à condition d'imperméabiliser les zones à risque.	Selon la vulnérabilité du milieu : . pas d'infiltration, . ou prétraitement avant infiltration : piégeage de la pollution en amont de l'infiltration par traitement ou par confinement.
Station d'essence ou de lavage de véhicules.	Ne pas infiltrer, mais traiter ces zones en assainissement traditionnel.		
Toutes zones, pour prévenir les pollutions accidentelles.	Sur ces zones peu perméables, on a le temps d'intervenir, donc le traitement de la pollution peut être curatif, par purge (enlèvement du matériau pollué avec une pelle mécanique par exemple). Dans les cas où un transit important de véhicules a lieu sur ces zones, il faut un dispositif de prévention des pollutions accidentelles (voir case ci-contre).		Sur ces zones très perméables, il faut des dispositifs de prévention des pollutions accidentelles, dans le but de créer un obstacle à l'écoulement. Par exemple, des filtres à sable ou des barrières de protection.

(1) Hors installations classées, soumises à autorisation ou déclaration, pour lesquelles les conditions de l'évacuation des eaux de ruissellement sont analysées dans l'étude ou la notice d'impact. En revanche, rien n'est prévu pour la voirie publique desservant ces installations, or le risque existe à ce niveau.

L'avis d'un hydrogéologue est indispensable lorsque le milieu apparaît sensible ou dès que l'infiltration atteint une certaine importance. Lorsque le seuil de la déclaration au titre de la loi sur l'Eau est atteint, un document d'incidence est à établir (ce qui nécessite le concours d'un hydrogéologue).

Une inconnue subsiste sur les effets à long terme de l'accumulation des charges polluantes retenues par les sols. Ne risque-t-on pas de voir se produire des relargages massifs susceptibles de migrer vers les nappes ? Par ailleurs très peu de systèmes de modélisation peuvent prétendre aujourd'hui représenter l'ensemble des phénomènes susceptibles de se produire dans un aquifère et sur le bassin hydrologique qui lui est associé.

Aussi, importe-t-il de mettre en place un suivi méthodique et pérenne de la qualité des eaux de nappes à l'aval hydraulique des ouvrages d'infiltration. La simulation des phénomènes entrant en jeu doit aussi être envisagée, en particulier lorsque les zones urbanisées recouvrent une partie importante du bassin hydrologique alimentant l'aquifère, et que l'infiltration apporte une contribution significative (par exemple la nappe de l'Est lyonnais).

L'assainissement non collectif, avec épandage des effluents dans le sol, se fait, de façon pérenne, à l'intérieur de la zone délimitée en application de l'article [L 2224-10](#) du CGCT. Cette délimitation est faite en fonction de critères économiques et urbanistiques, mais doit tenir compte également de l'aptitude des sols. Les terrains imperméables ne posent en général pas de problèmes en termes d'impact, mais rendent plus difficile la réalisation des ouvrages. Dans les terrains plus perméables, la vulnérabilité de la nappe doit être prise en considération, en particulier par rapport à l'azote, que ces dispositifs produisent en quantité importante.



Chapitre 6: Les méthodes d'étude et de conception

Table des matières du chapitre 6

(dans 6.2, les fiches sont construites sur un plan type que nous n'avons donc pas rappelé systématiquement)

Introduction	179
6.1 Principes généraux à prendre en compte dans le choix d'une méthode d'étude	180
6.1.1 Chaque étude doit s'inscrire dans un processus continu	180
6.1.2 La collectivité doit contrôler et garder la trace de chaque étude ponctuelle	181
6.1.3 Les outils doivent être adaptés aux enjeux	182
6.1.3.1 Adéquation entre les enjeux et les moyens (humains, financiers et délais).	182
6.1.3.2 Cohérence des moyens consacrés au recueil de données et à la modélisation	183
6.1.3.3 Équilibre entre métrologie et modélisation	183
6.1.3.4 Cohérence entre les modèles	183
6.1.4 Stratégie générale de choix des méthodes d'étude	184
6.2 Fiches de cas	185
6.2.1 Élaboration du modèle général	186
6.2.1.1 Objectifs des études de ce type	186
6.2.1.2 Principes de base	186
6.2.1.3 Méthodes recommandées	187
6.2.1.3.1 Choix du logiciel support _____	187
6.2.1.3.2 Construction du modèle structurel _____	187
6.2.1.3.3 Élaboration de la campagne de mesure _____	188
6.2.1.3.4 Calage et validation du modèle _____	188
6.2.1.3.5 Exploitation du modèle _____	189
6.2.1.4 Autres méthodes utilisables	189
6.2.2 Diagnostic patrimonial du système d'assainissement (physique et économique)	190
6.2.2.1 Objectifs des études de ce type	190
6.2.2.2 Principes de base	190
6.2.2.3 Méthodes recommandées	190
6.2.2.4 Autres méthodes utilisables	190
6.2.2.5 Critères de choix	190
6.2.2.6 Pour en savoir plus	191
6.2.3 Diagnostic global de fonctionnement d'un système d'assainissement existant	192

6.2.4	Diagnostic du fonctionnement par temps sec	195
6.2.5	Diagnostic de la station d'épuration	198
6.2.5.3.1	Étape 1 : identification des causes de dysfonctionnement	198
6.2.5.3.2	Étape 2 : analyse des possibilités de réutilisation des ouvrages existants	199
6.2.6	Diagnostic hydraulique d'un système d'assainissement existant	201
6.2.6.3.1	Les modèles	203
6.2.6.3.2	Les mesures	204
6.2.7	Diagnostic qualité : estimation des rejets d'un système d'assainissement existant	205
6.2.7.4	Les modèles	206
6.2.7.5	Les mesures	207
6.2.7.6	Autres méthodes utilisables	207
6.2.8	Diagnostic qualité : estimation des impacts des rejets d'un système d'assainissement existant sur les milieux récepteurs	209
6.2.8.4	Les modèles	209
6.2.8.5	Les mesures	210
6.2.9	Calcul des débits de pointe par temps sec	211
6.2.9.3.1	Évaluation du débit moyen	211
6.2.9.3.2	Évaluation du coefficient de pointe	211
6.2.10	Vérification des conditions d'autocurage par temps sec	213
6.2.11	Élaboration du zonage	216
6.2.11.3.1	Zonage assainissement	216
6.2.11.3.2	Zonage pluvial	216
6.2.12	Élaboration du programme d'assainissement	219
6.2.12.4	Étude-diagnostic (voir aussi 2.4.3)	220
6.2.12.5	Définition du programme d'actions (voir aussi 2.4.4 et 2.4.5)	220
6.2.12.6	Programmation des actions	221
6.2.13	Suivi de la mise en œuvre du programme d'assainissement	223
6.2.13.3.1	Qualité des indicateurs	223
6.2.13.3.2	Indicateurs susceptibles de permettre de mesurer le niveau de mise en œuvre du programme :	223
6.2.13.3.3	Indicateurs mesurant l'efficacité du service rendu :	224
6.2.14	Mise en place de l'autosurveillance	225
6.2.15	Définition des charges de pollution arrivant à la station d'épuration (existante ou à créer)	227
6.2.16	Évaluation du ruissellement "naturel" d'un bassin versant avant urbanisation	230
6.2.16.5	Méthode Crupedix	231
6.2.16.7	Méthode Socose	233
6.2.17	Conception d'un système de gestion des eaux pluviales à l'échelle d'une petite zone amont : choix d'une solution technique adaptée (réseau traditionnel ou autre)	234
6.2.17.4	Critères de faisabilité techniques	234
6.2.17.5	Critères de décision (voir aussi 2.4.5)	235
6.2.18	Dimensionnement d'un réseau neuf zone amont (tuyau)	237

6.2.19	Calculs hydrauliques et évaluation de la rugosité	239
6.2.20	Dimensionnement d'un ouvrage de stockage	242
6.2.21	Dimensionnement d'un ouvrage d'infiltration	243
6.2.22	Réutilisation d'une portion de réseau existant	245
6.2.23	Optimisation de l'utilisation des stations d'épuration par temps de pluie	246
6.2.24	Conception et dimensionnement d'un bassin d'orage (en entrée de station ou dans le réseau)	248
6.2.25	Conception et dimensionnement d'un ouvrage de dépollution par décantation (avec ou sans renvoi des effluents vers la step)	250
6.2.25.3.1	Dimensionnement hydraulique	250
6.2.25.3.2	Évaluation et optimisation de la capacité de rétention des polluants	251
6.2.26	Conception et dimensionnement d'un déversoir d'orage	254
6.2.27	Conception et dimensionnement d'une station de relèvement ou de refoulement	258
6.2.28	Conception et dimensionnement d'un système sous pression ou sous vide	260
6.2.29	Conception et dimensionnement d'un piège à charriage	262
6.2.30	Cas des autres ouvrages spéciaux (siphons, chutes, dégrilleurs)	264
6.2.31	Traitement et valorisation des sous-produits du système d'assainissement	266
6.2.31.3.1	Les filières boues	267
6.2.31.3.2	Les sables de curage et de station	268
6.2.31.3.3	Les refus de dégrillage	268
6.2.31.3.4	Les graisses	268
6.2.32	Organisation du contrôle des branchements	270
6.2.33	Éléments de mise en place d'un système de gestion en temps réel	273

Introduction au chapitre 6

Ce chapitre a pour objectif d'aider les responsables d'opération à choisir au mieux les outils d'étude en fonction de la nature du projet, des enjeux, des surfaces concernées, du type d'ouvrage à concevoir, etc. Il traite très largement des techniques de l'assainissement par canalisations enterrées, mais les éléments nécessaires à l'intégration de l'eau dans la ville y sont également présents.

Par **outil d'études**, nous entendons d'une part **modèles** et méthodes de calcul et d'autre part **météorologie**. Ces deux éléments sont en effet indissociables dans la conduite des études. Le [chapitre 8](#) détaille la présentation des modèles les plus couramment utilisés. Le [chapitre 9](#) fournit des indications sur la façon de mettre en place un système météorologique.

Nous avons généralement considéré le cas d'un système d'assainissement au moins en partie de type unitaire, cas le plus fréquent en France et aussi cas le plus compliqué du fait du mélange d'eaux d'origines diverses.

Trois principes généraux ont guidé la rédaction :

Ces trois principes, et en particulier le dernier, s'appliquent quelle que soit la taille de la collectivité.

En effet, une petite collectivité peut être amenée à réaliser des projets présentant des enjeux importants. Dans ce cas, il est nécessaire qu'elle mette en œuvre les moyens d'étude qui s'imposent. Il lui sera en effet toujours possible de trouver à l'extérieur de ses propres services les compétences qui lui font défaut.

- **toute étude doit s'inscrire dans un processus continu visant à enrichir la connaissance du réseau et de son fonctionnement**, la finalité principale étant d'assurer le meilleur service aux usagers et à maintenir la qualité écologique des milieux naturels, ceci, quelles que soient les conditions climatiques (depuis le temps sec jusqu'à la pluie exceptionnelle) ;
- **la responsabilité finale du choix incombe**, quelles que soient les modalités pratiques de l'étude, **à la collectivité maître d'ouvrage** qui a la charge de la gestion de son réseau ;
- toute étude doit bien évidemment tenir compte des moyens techniques effectivement mobilisables par le prestataire (moyens financiers, compétences, équipement informatique et logiciels disponibles, etc.) mais **les outils mis en œuvre doivent cependant être systématiquement adaptés aux enjeux.**

Ces trois principes ainsi que les conséquences qui en découlent sont développés dans le sous chapitre 6.1 ci-après. Le second sous chapitre (6.2) est constitué de [fiches](#) proposant des règles spécifiques permettant de choisir les démarches adaptées aux différents cas particuliers.

6.1 Principes généraux à prendre en compte dans le choix d'une méthode d'étude

6.1.1 Chaque étude doit s'inscrire dans un processus continu

L'ensemble des études doit s'intégrer dans un processus progressif, continu et itératif visant à connaître de mieux en mieux la structure, l'état et le fonctionnement du système d'assainissement. La modélisation informatique du réseau constitue le support matériel permettant l'intégration et la valorisation des différentes études.

La collectivité qui assure la maîtrise d'ouvrage d'un système d'assainissement doit avoir pour objectif premier de faire fonctionner celui-ci de la manière la plus performante possible et ce quel que soit le mode choisi pour la gestion du service (délégation, régie, etc.). La notion de performance implique de prendre en compte les différents types de fonctionnement que peut rencontrer le réseau (temps sec, pluie faible, moyenne, forte ou exceptionnelle) ainsi que les services multiples que l'on en attend (santé publique, confort, minimisation des risques d'inondation, maintien de la qualité des milieux naturels, etc.). Il est bien évident que, selon les conditions prises en compte, l'importance relative accordée à ces différents services pourra être différente.

Pour faire fonctionner le système d'assainissement de manière optimale, il est en premier lieu nécessaire que le maître d'ouvrage le connaisse (existence physique, topographie, etc.), et qu'il connaisse son fonctionnement.

Or un système d'assainissement est un objet complexe, répondant à des fonctionnalités multiples, dont le fonctionnement est difficilement observable et qui est soumis à des sollicitations extrêmement diversifiées, spécialement lors des épisodes pluvieux.

Pour connaître son fonctionnement il est donc en général indispensable que la collectivité dispose au préalable d'outils de simulation, et ceci quelle que soit sa taille.

Disposer d'outils de [simulation](#) implique d'utiliser un [logiciel](#) de simulation du fonctionnement de réseau, de disposer des [données](#) décrivant ce réseau, et enfin de disposer de [mesures](#) en réseau qui permettent de [caler](#) le modèle. Il est de plus impératif que la collectivité ait la maîtrise totale de ces outils, ceci pour ne pas être prisonnière de l'exploitant du système d'assainissement par exemple.

Ce préalable peut sembler contraignant, compliqué et coûteux. En réalité, une étude-diagnostic du fonctionnement du réseau ne représentant souvent qu'une fraction infime du budget assainissement de la collectivité (et par ailleurs susceptible d'être très largement subventionnée) apporte les éléments nécessaires. De plus, si les compétences n'existent pas au sein de la collectivité, elles sont présentes et facilement mobilisables dans l'ingénierie publique ou privée.

Dans le coût d'une telle étude, la partie principale n'est d'ailleurs pas associée aux frais informatiques (achat du matériel ou du logiciel), mais à l'acquisition et à la structuration des données. L'utilisation d'un logiciel, quel qu'il soit, implique en effet d'utiliser un certain nombre de données qui sont notamment le découpage de la surface étudiée en sous-bassins versants, les caractéristiques de ces sous-bassins versants (surface, pente, population, imperméabilisation, mode de collecte des eaux, etc.), les relevés altimétriques et planimétriques des réseaux et des ouvrages annexes (déversoirs, siphons, ouvrages de stockage...), etc.

Or toutes ces données constituent des éléments de la connaissance du réseau d'assainissement qui sont indispensables à la collectivité maître d'ouvrage pour assurer la gestion de son patrimoine. Un bénéfice important d'une étude-diagnostic bien conduite est donc pour la collectivité de disposer de ces données sous une forme informatique facile à stocker, à manipuler et à utiliser. A ce titre, l'utilisation d'une base de données urbaines (BDU) ou d'un système d'informations géographiques (SIG) pour conserver l'information associée au modèle constitue une solution pertinente et efficace.

Enfin, la mise en place de [l'autosurveillance](#), imposée par la réglementation, va conduire les collectivités à installer des appareils de mesure dans leur système d'assainissement. Là encore les coûts, tant en investissement initial qu'en fonctionnement, vont être importants. Il est donc parfaitement justifié de valoriser les données qui seront recueillies en les utilisant non seulement de façon ponctuelle dans le temps et dans l'espace (une mesure effectuée en un point et à un instant), mais comme des informations permettant de [caler](#) un modèle global du réseau. Le gestionnaire aura alors accès à la connaissance du fonctionnement en des points non équipés en capteurs et pourra extrapoler le fonctionnement à des événements différents de ceux mesurés.

6.1.2 La collectivité doit contrôler et garder la trace de chaque étude ponctuelle

La collectivité maître d'ouvrage doit contrôler et conserver une trace de la manière dont le concepteur dimensionne ses ouvrages, même si le concepteur agit dans le cadre d'une opération privative. La collectivité doit imposer des préconisations précises sur la manière et le support sous lequel les éléments justificatifs lui seront fournis.

Dans la pratique actuelle, lorsqu'il y a des travaux neufs à prévoir, quelle qu'en soit la nature, depuis le simple branchement nouveau pour le raccordement d'une maison d'habitation jusqu'à la construction d'une grande zone d'activité ou la reconstruction d'un réseau, la collectivité maître d'ouvrage est souvent techniquement désarmée. Dans ce cas, soit elle baisse les bras et reprend par exemple les prescriptions du PLU (lequel date souvent de plusieurs années sans validation utilisant des technologies récentes), soit elle demande au concepteur des travaux neufs de réaliser des études qui ne sont pas nécessairement en rapport avec la réalité du projet. Cette démarche peut d'ailleurs la conduire à des situations difficiles à justifier : on ne peut par exemple pas demander à un architecte qui dépose un permis de construire pour une maison de faire une simulation de l'ensemble du réseau !

En réalité, il appartient à la collectivité maître d'ouvrage de fournir des prescriptions claires au concepteur du projet.

Si la collectivité maître d'ouvrage possède un outil de simulation du fonctionnement de son réseau, elle peut intégrer dans cette simulation le nouveau réseau à créer et préciser ainsi les prescriptions à fournir au concepteur de celui-ci.

Si la collectivité maître d'ouvrage ne possède pas encore ces outils de simulation, et en attendant qu'elle s'en équipe, elle pourra imposer au concepteur des travaux à réaliser de justifier que ceux-ci ne perturbent pas le fonctionnement du système existant d'assainissement. Pour cela, le concepteur devra fournir au minimum une simulation du fonctionnement du réseau de l'ensemble du bassin versant concerné montrant que les nouveaux ouvrages ne perturbent pas le fonctionnement du réseau en prenant en compte des conditions aux limites amont (pluies à utiliser en entrée) et aval (hauteur d'eau imposée aux exutoires par exemple) fixées par la collectivité. A défaut de fixation par la collectivité des conditions aux limites, le concepteur devra en proposer et les fera valider par la collectivité.

Ces règles doivent également s'appliquer au cas des lotissements privés (quels que soient les aménageurs, promoteurs ou propriétaires actuels). L'expérience montre en effet que la gestion et l'exploitation de ces réseaux finit toujours par revenir à la collectivité à plus ou moins long terme.

6.1.3 Les outils doivent être adaptés aux enjeux

L'outil de référence est toujours constitué par le modèle général du système d'assainissement. Du fait de la diversité des études et de la variabilité des enjeux, la collectivité maître d'ouvrage peut accorder des dérogations et autoriser le concepteur à utiliser des méthodes d'études plus simples lorsque les risques en cas de dysfonctionnement sont peu importants.

En matière d'assainissement, les problèmes auxquels sont confrontés les chefs de projet lors des études sont extrêmement diversifiés :

- diversité des eaux à prendre en compte (eaux usées, eaux industrielles, eaux de nettoyage des voiries, eaux d'exhaure, eaux de ruissellement, etc.) ;
- diversité des enjeux (risques d'inondation, risques de pollution des milieux naturels, risques sanitaires, nuisances diverses, sans compter les enjeux économiques et financiers) ;
- diversité des disciplines à manipuler ou à mettre en œuvre (climatologie, hydrologie, hydraulique, chimie, biologie, génie civil, aménagement urbain, etc.) ;
- diversité des échelles de temps et d'espace à intégrer (depuis l'ouvrage isolé jusqu'à la définition d'une stratégie générale de gestion de l'eau urbaine).

Il est bien évident que cette grande variété de problèmes ne peut pas être abordée avec une seule méthode. Bien au contraire, leur appréhension correcte nécessite d'adapter les moyens d'études au contexte, en puisant dans une large gamme de modèles.

L'argument principal qui doit être pris en compte pour choisir les outils les mieux adaptés à un problème particulier est la cohérence de l'approche. En particulier, il doit y avoir :

- adéquation entre les enjeux et les moyens (humains, financiers et délais) ;
- cohérence des moyens consacrés au recueil de données et à la modélisation ;
- équilibre entre métrologie et modélisation ;
- cohérence entre les modèles.

Ces aspects sont détaillés dans les paragraphes suivants.

6.1.3.1 Adéquation entre les enjeux et les moyens (humains, financiers et délais).

Une étude ne constitue jamais une fin en soi. Elle marque le départ d'un processus qui aboutira généralement à la réalisation de travaux ou à la modification de règles d'exploitation ou de gestion. Ce n'est pas l'étude elle-même qui résoudra les problèmes qu'elle aura contribué à mettre en évidence, mais la mise en place pratique des solutions qu'elle aura permis de construire. Symétriquement, ce n'est pas l'étude qui mobilisera le plus de moyens financiers, ni qui nécessitera le plus de délais de réalisation. Pour cette raison, il est indispensable d'affecter à l'étude des moyens humains et financiers, ainsi que des délais, en rapport avec les enjeux associés aux problèmes à résoudre et à l'importance des solutions à mettre en place. **C'est le coût total de réalisation (études + travaux) qui doit être minimisé, et non le coût de l'étude seule.** Ainsi, dépenser plus en études peut souvent permettre de trouver une solution technique moins onéreuse et plus efficace.

Dans la plupart des domaines de l'ingénierie, on considère généralement qu'il est de bonne pratique de consacrer aux études d'avant-projet un montant compris entre 5 et 15 % du montant des travaux qu'elles vont générer. Ce montant ne comprend pas le coût du diagnostic et/ou du schéma d'assainissement. Cette évaluation ne doit certes pas être considérée comme une règle absolue. Elle fournit cependant une indication, qui pourra être affinée selon la difficulté du problème à résoudre.

6.1.3.2 Cohérence des moyens consacrés au recueil de données et à la modélisation

La modélisation du fonctionnement d'un système d'assainissement ne pourra être pertinente que si elle s'appuie sur une description adaptée du système physique (bassin versant et réseau en particulier). Cette étape de modélisation du système physique doit être conduite avec beaucoup de soin car c'est souvent elle qui déterminera la qualité des résultats obtenus. Une erreur dans l'estimation des surfaces imperméables directement connectées (paramètre qui joue un rôle majeur dans la genèse des débits de pointe) aura ainsi souvent beaucoup plus de conséquences qu'un choix de modèle de simulation mal adapté. Cette étape est souvent difficile. En effet, le réseau d'assainissement est souterrain, et sa connaissance n'est pas toujours suffisante. De ce fait, des levés de terrain peuvent s'avérer indispensables, malgré leur coût élevé. C'est d'ailleurs souvent le coût de saisie des données relatives à la description physique des réseaux qui constituera le poste de dépense le plus important. Une autre difficulté réside dans la description correcte des singularités et en particulier des déversoirs d'orage, qui jouent un rôle majeur dans le fonctionnement des systèmes d'assainissement.

6.1.3.3 Équilibre entre métrologie et modélisation

Le troisième point à souligner concerne la complémentarité entre mesure et modèle. En effet, la mesure constitue le complément et non l'alternative à la modélisation. Elle est nécessaire pour caler les modèles (choisir les valeurs des paramètres les mieux appropriés), voire pour les construire (aspect cognitif). Très peu de modèles sont en effet totalement [prévisionnels](#), et la plupart ne peuvent être utilisés que si l'on dispose de [mesures](#) (même en nombre limité) pour les valider et les [caler](#).

De façon symétrique les modèles sont indispensables pour extrapoler les mesures dans le temps et dans l'espace. Les mesures sont en effet nécessairement locales et limitées en durée. Or on s'intéresse souvent au fonctionnement du système dans sa globalité et pour une gamme d'événements importante. En particulier l'estimation des débits de crue de fréquence rare n'est jamais possible par la mesure seule. Ceci est dû au fait que la probabilité d'observer une crue sévère pendant une période d'observation nécessairement courte est faible, mais aussi à la difficulté de garantir le fonctionnement correct du matériel dans des conditions extrêmes.

Enfin, contrairement à ce que l'on pourrait penser, la modélisation ne remplace pas la mesure. Bien au contraire, **plus l'on voudra utiliser des modèles sophistiqués et performants, plus l'effort métrologique nécessaire sera important.**

6.1.3.4 Cohérence entre les modèles

Le dernier point est relatif à la cohérence globale de la modélisation. La représentation du fonctionnement d'un système d'assainissement nécessite souvent d'utiliser successivement et de façon enchaînée différents modèles représentant chacun une ou plusieurs phases du cycle de l'eau. La règle de cohérence interne à respecter est simple : la qualité finale de la modélisation sera celle du plus mauvais des modèles utilisés. Il ne sert donc à rien de représenter de façon très précise l'une des étapes du processus (par exemple la modélisation hydraulique du réseau), si l'on est incapable de représenter avec le même niveau de qualité les autres étapes (par exemple la transformation pluie-débit ou la représentation de la pluie elle-même).

6.1.4 Stratégie générale de choix des méthodes d'étude

En fonction des trois principes généraux précédemment présentés et développés, nous proposons d'organiser les études générales autour des trois idées-forces suivantes.

- Il est nécessaire de mettre en place une modélisation complète du réseau d'assainissement et de son fonctionnement, par temps sec et par temps de pluie, sur les aspects quantitatifs (crue) comme sur les aspects qualitatifs. Cette modélisation constitue un préalable indispensable. Elle peut être réalisée au moment de l'élaboration du programme d'assainissement. Elle constituera le cadre à l'intérieur duquel la collectivité contrôlera les études réalisées par des prestataires extérieurs et constituera la mémoire permettant de consolider au cours du temps la connaissance du réseau et de son fonctionnement.
- Les données recueillies dans le cadre de la mise en place de l'autosurveillance seront utilisées pour caler et valider le modèle précédent. L'autosurveillance du réseau constitue en effet l'un des éléments d'un dispositif cohérent que les collectivités doivent mobiliser pour mieux connaître leur réseau et son fonctionnement.
- La diversité des études et des échelles imposent cependant de pouvoir utiliser des outils plus ou moins lourds et sophistiqués selon les enjeux associés aux travaux qui seront mis en œuvre en conséquence des études. Une règle souvent utilisée consiste à proposer deux ou trois niveaux d'outils allant du plus simple au plus sophistiqué. Le niveau le plus sophistiqué, qui servira de référence, sera celui justifiant les travaux par l'utilisation du modèle général de fonctionnement du réseau. Selon les enjeux, la collectivité devra prescrire au concepteur d'utiliser au moins le niveau 1, 2 ou 3. Le concepteur pourra toujours justifier ces choix de conception en utilisant un niveau d'outil plus élaboré que celui strictement exigé.

6.2 Fiches de cas

Les fiches de cas proposées ci-après ont pour objet d'illustrer les principes généraux développés dans le paragraphe précédent sur des situations types. Il est bien évident que dans la réalité chaque étude est un cas spécifique. En conséquence, les situations réelles ne correspondront que rarement de façon exacte aux situations types choisies. Les fiches ne doivent donc pas être considérées comme des normes à suivre de façon aveugle, mais plutôt comme des guides illustratifs permettant d'aider un chef de projet à choisir la méthodologie la mieux adaptée à son propre cas.

On peut les regrouper selon trois thématiques principales :

1-Stratégie générale de management de l'assainissement

- Organisation : [6.2.1](#) / [6.2.3](#) / [6.2.32](#) / [6.2.33](#)
- Application de la réglementation : [6.2.11](#) / [6.2.12](#) / [6.2.13](#) / [6.2.14](#)

2-Diagnostic du système d'assainissement

- Diagnostic physique : [6.2.2](#)
- Hydrologie : [6.2.6](#)
- Qualité du milieu récepteur : [6.2.7](#) / [6.2.8](#)
- Eaux usées - réseau : [6.2.4](#)
- Eaux usées - station d'épuration : [6.2.5](#)

3-Conception et dimensionnement des ouvrages

- Eaux usées - réseau : [6.2.9](#) / [6.2.10](#)
- Eaux usées - STEP : [6.2.15](#) / [6.2.31](#)
- Temps de pluie : [6.2.16](#) / [6.2.17](#) / [6.2.18](#) / [6.2.19](#) / [6.2.22](#) / [6.2.23](#)
- Ouvrages spéciaux : [6.2.20](#) / [6.2.21](#) / [6.2.24](#) / [6.2.25](#) / [6.2.26](#) / [6.2.27](#) / [6.2.28](#) / [6.2.29](#) / [6.2.30](#)

Par ailleurs, les modèles proposés correspondent à un état particulier des connaissances scientifiques (2002). Du fait de l'évolution permanente de ces connaissances, il est parfaitement justifié d'utiliser des modèles non présentés dans ce document si ceux-ci s'avèrent mieux adaptés au contexte que les modèles proposés.

De la même façon, les méthodes recommandées correspondent à des solutions qui sont techniquement et économiquement réalistes pour résoudre le problème traité dans la majorité des situations et non dans leur totalité. Il s'agit donc de méthodes à envisager en priorité mais absolument pas de méthodes à utiliser de façon systématique.

Enfin, de façon volontaire, le texte ne cite aucun logiciel. Un logiciel n'est rien de plus que la traduction, codée dans un langage informatique, d'un ensemble de modèles. Son choix par une collectivité doit s'effectuer en fonction de ses qualités techniques (modèles effectivement utilisables), mais aussi en fonction de ses qualités ergonomiques (facilité d'utilisation) et d'éléments économiques (coûts d'acquisition, de formation, de maintenance, etc.). Un critère important à considérer est la capacité du logiciel à échanger les données avec d'autres logiciels et en particulier avec les bases de données et les systèmes d'informations géographiques. Le coût d'acquisition du logiciel est en effet toujours très inférieur à celui d'acquisition des données qu'il nécessite. Il est donc fondamental de pouvoir récupérer les données (le modèle topologique du système d'assainissement) si l'on désire changer de logiciel de simulation.

6.2.1 Élaboration du modèle général

6.2.1.1 Objectifs des études de ce type

Le modèle général de la collectivité va constituer le principal outil de suivi et d'aide à la décision. L'élaboration de ce modèle est donc une phase essentielle du processus de gestion du système d'assainissement. En pratique, il s'agira d'ailleurs d'un processus progressif et continu, constitué d'une succession d'itérations permettant l'adaptation permanente du modèle en fonction des modifications de la ville et du système d'assainissement ainsi que son amélioration.

6.2.1.2 Principes de base

La construction du modèle général du réseau nécessite un double effort de représentation :

- décomposition du système physique à étudier en éléments en interaction (sous-bassins versants, tronçons de conduites, ouvrages spéciaux, etc.) ;
- choix des modèles de représentation des phénomènes physiques et détermination de la valeur de leurs paramètres.

Ces deux opérations ne sont bien évidemment pas indépendantes et nécessitent un support, généralement constitué par un logiciel de simulation.

La première question à se poser est celle du choix entre l'unicité ou la multiplicité des supports. Faut-il construire un seul modèle représentant le système d'assainissement, ou faut-il en construire plusieurs adaptés chacun à des tâches spécifiques ? La question est difficile. Les SIG permettent de gérer facilement des volumes importants de données en offrant de grandes qualités d'ergonomie et de nombreuses fonctionnalités mais ils n'offrent pas de possibilités de simulation. A l'opposé, il existe actuellement sur le marché d'excellents outils de simulation de réseau, mais dont les qualités en matière de gestion de données sont moindres.

Il est donc tentant d'utiliser deux modèles distincts : un système d'informations géographiques (SIG) destiné à la gestion quotidienne du réseau (cartographie, fourniture d'informations, organisation des tâches d'exploitation, etc.) et un logiciel dédié aux études techniques. L'utilisation d'outils différents ne devrait cependant pas avoir comme conséquence la saisie de différents modèles décrivant la structure physique du réseau. Faire ce choix impose en effet de conduire deux fois les tâches de saisie initiale et surtout celles de mise à jour, avec les risques importants d'incohérence que cela entraîne.

Il est préférable d'essayer d'avoir une liaison aussi forte que possible entre la base de données manipulée par le SIG et le modèle du réseau utilisé par le logiciel de simulation. La solution idéale serait que le logiciel de simulation reconstruise chaque fois et de façon automatique son modèle de réseau à partir de la base de données. Cette solution idéale est encore un peu lointaine, mais la plupart des logiciels de simulation sont cependant maintenant capables d'exploiter au mieux les données contenues dans les SIG, pour peu que ceux-ci aient été bien conçus au départ.

A défaut, s'il s'avère nécessaire de construire plusieurs modèles complémentaires, de niveaux de finesse différents et adaptés à des objectifs divers (planification, exploitation, conception, etc.), il faudra veiller à une mise à jour cohérente et régulière de chacun d'entre eux.

6.2.1.3 Méthodes recommandées

Attention : La qualité de la représentation dépend beaucoup du soin mis par le modélisateur pour repérer les éléments les plus sensibles du réseau, relever et saisir les données et caler le modèle.

Aucun modèle spécifique, et a fortiori aucun logiciel, n'est donc proposé comme constituant une référence.

En pratique, seule la validation des résultats du modèle, obtenue par la comparaison entre les résultats simulés et les résultats mesurés, pour des événements n'ayant pas été utilisés pour le calage initial, permet d'évaluer la qualité de la modélisation.

La mise au point du modèle général constitue, comme nous l'avons signalé plus haut, un processus progressif, continu et itératif. La méthode que nous préconisons ici est donc uniquement destinée à fournir un canevas type utilisable en particulier lors de la construction initiale du modèle. Elle distingue cinq phases successives :

6.2.1.3.1 Choix du logiciel support

Nous ne préconiserons ici aucun logiciel spécifique. Quelques règles élémentaires peuvent cependant être rappelées :

- le temps doit être pris en compte : l'évolution rapide des technologies informatiques fait que les logiciels sont relativement vite dépassés, il faudra donc obligatoirement gérer des versions successives du même logiciel (voire s'adapter à des logiciels successifs différents) ; il est impératif que ces changements de version (ou d'outil) ne remettent pas en cause de façon importante le travail de modélisation du réseau ou de calage des modèles ;
- il est préférable de choisir un logiciel offrant plusieurs options de représentation des différents phénomènes de façon à pouvoir adapter l'outil aux différents problèmes à traiter (voir les fiches suivantes) ;
- le coût du logiciel ne doit pas être considéré comme un paramètre fondamental ; le coût d'acquisition de cet outil sera de toute façon relativement faible au regard des autres dépenses (en particulier acquisition des données et campagnes de mesures) ;
- les aspects formation, information, possibilités d'assistance et d'aide en ligne, ainsi que les possibilités de développements spécifiques et d'adaptation des outils informatiques (connexion au SIG local par exemple) sont en revanche des aspects essentiels ;
- il est essentiel de se souvenir qu'un logiciel doit être utilisé régulièrement pour être bien utilisé ; plus que l'ergonomie (qui constitue cependant un facteur important), il faudra donc chercher un logiciel présentant des fonctions multiples et bien adaptées aux besoins de la collectivité.

6.2.1.3.2 Construction du modèle structurel

La construction initiale du modèle représentant le système d'assainissement peut elle-même se décomposer en cinq étapes successives :

- étape 1 : si possible décomposer le territoire en sous-réseaux indépendants ;
- étape 2 : rechercher l'information disponible (extraction SIG si existant) en attachant une importance particulière aux ouvrages spéciaux ;
- étape 3 : repérer les tronçons structurants du sous-réseau ainsi que les nœuds à conserver impérativement (confluence, présence d'ouvrage spécial, changement de forme de section, changement important de pente, etc.) ;
- étape 4 : décomposer le territoire en sous-bassins versants homogènes et rechercher les caractéristiques de chaque sous-bassin (surface, pente, imperméabilisation, plus long parcours de l'eau, population, etc.). Si un SIG existe, des applicatifs spécifiques peuvent faciliter cette caractérisation ;
- étape 5 : décrire les ouvrages spéciaux (cette étape est généralement très dépendante du logiciel utilisé).

6.2.1.3.3 Élaboration de la campagne de mesure

La réflexion sur l'élaboration de la stratégie de recueil des données doit débiter le plus tôt possible dans le processus. En effet, la [métrologie](#) est souvent une opération longue et difficile, par ailleurs soumise aux aléas climatiques. Commencer les mesures le plus rapidement possible est donc une garantie de disposer d'une information suffisante (en quantité et en qualité) au moment où on en aura besoin.

Il est important de se souvenir que les données vont être utilisées de deux façons différentes :

- dans l'étape de calage/validation pour choisir les valeurs optimales des paramètres et pour s'assurer de la cohérence des résultats fournis par le modèle,
- dans l'étape d'exploitation pour fournir les entrées du modèle (ceci concerne tout particulièrement les données pluviométriques).

Les mesures [pluviométriques](#) ont pour premier objet de comprendre les hydrogrammes mesurés. Elles devront également permettre de bâtir les entrées du modèle : [longue chronique](#) de pluies, pluies de projet, etc. Pour cette deuxième utilisation, cinq années de mesures constituent une base minimale permettant de traiter certaines applications (voir les paragraphes suivants pour des informations plus précises sur le nombre d'années de mesures nécessaires selon l'application). Il est également nécessaire de disposer d'un nombre suffisant de pluviomètres pour avoir une bonne représentation de la répartition spatiale des pluies. Les exigences sont plus grandes pour la phase de calage que pour les phases ultérieures. A titre d'exemple, l'Organisation Mondiale de la Météorologie recommande d'utiliser au minimum [1 pluviomètre / km²](#) ; cette densité peut être considérée comme un ordre de grandeur souhaitable sur les bassins versants situés à l'amont des points de mesure débitométriques.

Concernant les points de mesure débitométriques, le choix des sites doit répondre à des exigences multiples de gestion : permettre une mesure de bonne qualité, être facile à exploiter, etc. Un autre paramètre essentiel doit également être considéré : les sites doivent permettre un calage effectif des modèles. De ce point de vue, un bon site est un site où le débit est le plus sensible possible à la valeur des paramètres de calage. Par exemple, il n'est pas astucieux de positionner un point de mesure après un gros déversoir d'orage qui régulera le débit à l'aval.

6.2.1.3.4 Calage et validation du modèle

Le calage est l'ajustement des valeurs numériques attribuées aux paramètres du modèle afin que les valeurs calculées d'une variable ou d'une grandeur soient aussi proches que possible des valeurs observées de cette variable ou de cette grandeur.

Afin de limiter la subjectivité dans l'évaluation de la qualité de l'ajustement des paramètres, on essaye généralement de mettre en œuvre des méthodes mathématiques de calage. Ces dernières reposent sur le choix d'une fonction numérique, appelée critère (ou fonction critère ou encore fonction objectif) mesurant l'écart entre les variables calculées et leurs mesures, puis sur l'utilisation de techniques de minimisation de cet écart. On parle alors de calage optimal.

Le calage optimal n'a de sens que si l'on est capable d'effectuer des [mesures](#) de bonne qualité, réparties sur la totalité du domaine de variation des différentes variables explicatives. Dans le cas contraire, le calage risque de donner un sentiment de sécurité illusoire du fait qu'il repose sur des outils mathématiques élaborés.

La phase de [calage](#) ne doit pas être confondue avec la phase de validation qui consiste à s'assurer que les [modèles](#) et les paramètres choisis permettent de

représenter de façon satisfaisante le comportement du système pour des événements n'ayant pas été pris en compte dans le calage.

Le calage doit d'abord être effectué en temps sec (eaux usées et eaux parasites), puis en temps de pluie.

6.2.1.3.5 Exploitation du modèle

La difficulté principale d'exploitation du modèle est le choix des entrées représentatives des périodes pluvieuses (cf. [8.3.5](#)). Les différentes entrées possibles sont les suivantes :

1. Simulation en continu de plusieurs années réelles (temps sec et temps de pluie) à faible pas de temps

C'est sans doute la solution d'avenir. Son utilisation pose cependant encore des difficultés de temps calcul et de taille mémoire.

Si le nombre d'années est faible (inférieur à 3 à 5 ans), il est important de vérifier la représentativité de la période retenue en comparant ses caractéristiques avec celles d'une longue chronique (hauteur moyenne annuelle, nombre d'événements pluvieux, valeurs d'intensité maximum sur différentes durées d'analyse, etc.).

2. Simulation de chroniques continues reconstituées ou d'années synthétiques

Cette solution permet de raccourcir la durée de la simulation. Il est nécessaire de s'assurer au préalable de la représentativité de la chronique reconstituée en fonction des variables étudiées.

Les méthodes de ce type nécessitent l'identification préalable de périodes pluvieuses et de durées de temps sec. Pour cela, il est fait appel à deux critères :

- hauteur minimum de pluie prise en compte ;
- durée inter-événementielle.

Deux événements pluvieux seront considérés comme distincts dès lors que la durée les séparant excède la durée de leurs effets (retour au débit de base par exemple si l'on ne considère que les aspects hydrauliques).

3. Simulations événementielles (non prise en compte des périodes de temps sec)

La difficulté est alors de tenir compte de la succession des événements (par exemple par la prise en compte de la durée de temps sec antécédente).

Il peut également être nécessaire de regrouper les événements si l'on ne retrouve pas un état de fonctionnement voisin de celui de temps sec entre deux événements successifs.

4. Simulations d'événements reconstitués représentatifs de classes de pluies

La constitution des classes doit se faire avec deux ou trois critères au maximum. Pour des pluies ponctuelles, on privilégiera les couples (hauteur totale, intensité maximum) à des couples (hauteur totale, durée). La répartition en classes se complique très vite lorsque l'on veut tenir compte des durées de temps sec ou de la répartition spatiale des pluies.

Il est de toute façon nécessaire de conserver toutes les pluies les plus fortes.

5. Utilisation de pluies de projets

Cette solution doit être réservée à des sites simples ou à des premières approximations sur sites complexes.

6.2.1.4 Autres méthodes utilisables

Sans objet.

6.2.2 Diagnostic patrimonial du système d'assainissement (physique et économique)

6.2.2.1 Objectifs des études de ce type

Le diagnostic patrimonial s'intéresse aux ouvrages eux-mêmes et à leur environnement. Il a pour but de permettre de connaître l'état des ouvrages et la pérennité des investissements consentis. Il vise à mettre en place des programmes de suivi, d'entretien et de renouvellement.

6.2.2.2 Principes de base

Le diagnostic patrimonial doit être considéré comme complémentaire des autres formes de diagnostic (de nature fonctionnelle). En pratique, les différentes démarches sont en effet susceptibles de s'enrichir mutuellement. Par exemple les défauts (diagnostic physique) peuvent provoquer des infiltrations (eaux parasites : diagnostic fonctionnel), qui à leur tour peuvent accélérer le processus de dégradation (entraînement de fines). Ainsi des mesures de débits sont-elles susceptibles d'orienter des inspections vidéo. De même, une action de réhabilitation des réseaux est susceptible de résoudre des problèmes fonctionnels (dilution des effluents), à condition de bien identifier non seulement la localisation des défauts d'étanchéité, mais aussi leur cause (diagnostic physique).

Le diagnostic patrimonial s'appuie traditionnellement sur une évaluation des risques potentiels, puis sur la mise en œuvre de techniques d'auscultation de plus en plus sophistiquées, appliquées sur des linéaires de plus en plus réduits, éventuellement complétées par une modélisation du comportement mécanique des ouvrages.

6.2.2.3 Méthodes recommandées

Quelle que soit la démarche envisagée, la base consiste à connaître au mieux son patrimoine et à organiser cette connaissance de façon à permettre un enrichissement progressif (à la fois en termes de précision et de fiabilité) des données disponibles.

Le projet national RERAU 1 a permis l'élaboration d'une méthodologie de diagnostic visant à programmer les travaux de réhabilitation des ouvrages visitables. Cette méthodologie fonctionne en quatre étapes successives permettant de réduire progressivement le champ d'investigation (présélection, prédiagnostic, auscultation, préconisation).

Une démarche du même type est en cours pour les réseaux non visitables (action 2 du programme RERAU 5/6). Cette démarche doit aboutir à l'édition d'un guide méthodologique.

6.2.2.4 Autres méthodes utilisables

Différentes collectivités ont entrepris une réflexion sur le suivi de leur patrimoine assainissement, reposant généralement sur l'utilisation de SIG. Le but poursuivi est de tenir compte au mieux du contexte local.

6.2.2.5 Critères de choix

L'élaboration d'un diagnostic doit être considérée comme une étape particulière d'un processus permanent de suivi de l'état physique du réseau. En ce sens, il est difficile de conseiller une méthode particulière. En dehors des objectifs spécifiques de la collectivité, les critères suivants peuvent être considérés dans le choix d'une méthode particulière :

- parts relatives de réseaux visitables et non visitables,

- disponibilité des données (en particulier existence d'un SIG),
- possibilité d'exploiter les enregistrements vidéo résultant des inspections télévisées (pour les réseaux non visitables).

La principale règle permettant de choisir une méthode est celle de la progressivité. La notion de continuité du processus est ici indispensable et toute action doit être conçue pour enrichir la connaissance globale du réseau.

6.2.2.6 Pour en savoir plus

RERAU - Méthodologie de programmation de réhabilitation des collecteurs visitables ; MELT/DRAST ; IREX.

6.2.3 Diagnostic global de fonctionnement d'un système d'assainissement existant

6.2.3.1 Objectifs des études de ce type

L'objectif général d'une étude portant sur le diagnostic de fonctionnement est d'évaluer la qualité du service rendu par chacun des éléments d'un système d'assainissement existant : réseau, ouvrages annexes et station d'épuration.

En pratique, il est nécessaire de préciser le type de diagnostic que l'on souhaite réaliser. En effet le système d'assainissement doit répondre à des objectifs multiples que l'on peut organiser autour de trois fonctions principales :

- préserver la commodité et la qualité de vie des citoyens ainsi que leur santé ;
- ne pas porter atteinte à la qualité de la ressource en eau ni à celle des milieux aquatiques ;
- limiter les risques liés aux inondations.

De plus, le fonctionnement des ouvrages doit permettre d'assurer une quatrième fonction, liée à l'existence même du système : préserver l'intégrité des ouvrages et en faciliter l'exploitation.

L'étude doit donc, sauf exception, porter sur ces différentes fonctions et permettre une évaluation globale du service rendu par le système d'assainissement.

Évaluer la qualité du service rendu, nécessite de définir au préalable une échelle de mesure de ce niveau de service.

Si la définition de cette échelle de mesure est relativement simple en temps sec (voir la fiche 6.2.4), il n'en est pas de même en ce qui concerne le temps de pluie.

S'agissant de la mesure de la qualité de service rendu par un système soumis aux aléas climatiques, la définition de l'échelle de mesure doit tout d'abord tenir compte du fait qu'il n'est pas possible d'assurer un niveau de service identique quelles que soient les circonstances météorologiques.

De façon pratique, les techniques mises en œuvre en matière de collecte, de transport, de stockage, d'infiltration ou de traitement des eaux pluviales reposent toutes sur la recherche plus ou moins bien explicitée d'un compromis technico-économique entre *l'aspiration à une protection absolue, pratiquement irréalisable, et le souci de limiter tant le coût d'investissement que les sujétions d'exploitation*¹⁷.

Ce compromis doit en outre tenir compte du fait que l'amélioration du niveau de service correspondant à l'un des objectifs peut se faire au détriment du niveau de service correspondant à un autre objectif. Par exemple, élever le seuil d'un déversoir d'orage permet de limiter les rejets au milieu mais conduit à une augmentation des débits transités vers la station d'épuration, donc des risques d'inondation à l'aval.

Une solution possible consiste à utiliser une approche hiérarchisée des objectifs à respecter en fonction des circonstances météorologiques.

On peut proposer une hiérarchisation des objectifs d'un système d'assainissement unitaire en fonction de cinq niveaux de service associés à des importances croissantes de précipitations. Ces niveaux de service devront bien sûr être adaptés dans le cas d'un réseau séparatif eaux pluviales ou eaux usées. (Voir aussi [2.3.3.3](#)).

Au vu des principes généraux énoncés en 6.1, ce type d'étude constitue l'un des éléments de base indispensables à la gestion du système d'assainissement. Nous lui consacrerons donc tout un ensemble de fiches : une fiche générale décrivant les principes généraux, et des fiches spécialisées portant sur certaines études diagnostic spécifiques.

La notion de recherche de compromis ne doit pas être confondue avec celle, plus technocratique et beaucoup plus irréaliste, de recherche d'un optimum économique, qui minimiserait un coût global, évalué comme la somme des coûts objectifs (d'investissement et de maintenance) et de l'espérance mathématique des coûts associés aux dysfonctionnements.

¹⁷ Instruction technique INT 77 284 relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations.

0. Temps sec : NIVEAU 0

- Objectif de service : tous les ouvrages de traitement fonctionnent avec leur rendement nominal, pas de nuisances (olfactives ou autres) pour les citoyens, minimum d'eaux parasites dans le réseau, conditions d'autocurage vérifiées.
- Exemple d'utilisation : optimisation du fonctionnement par temps sec.

1. Pluies faibles : NIVEAU 1

- Objectif de service : maintien de la qualité du traitement, pas de rejets d'eau non traitée par les déversoirs d'orage, pas de mise en charge des réseaux, limitation de l'envasement des ouvrages.
- Exemple d'utilisation : fixation des débits de référence des déversoirs d'orage et de la capacité de la station d'épuration (événements pluvieux non exceptionnels au sens de la réglementation).

2. Pluies moyennes : NIVEAU 2

- Objectif de service : pas de dysfonctionnement hydraulique du système d'assainissement autre que des mises en charge localisées sans débordement. Surverses acceptées pour les déversoirs d'orage ainsi qu'une baisse des performances épuratoires des ouvrages de traitement. L'impact sur le milieu récepteur doit rester limité et contrôlé.
- Exemple d'utilisation : conception d'un système de gestion du système d'assainissement et définition des consignes pour limiter les rejets polluants et leurs effets sur le milieu.

3. Pluies fortes : NIVEAU 3

- Objectif de service : débordements localisés et limités dans le temps acceptés sur les espaces publics. Les débordements ne doivent pas provoquer de dégâts importants dans les immeubles ni de risque d'entraînement pour les voitures. Pas de risque de dégradation des ouvrages d'assainissement. Plus de contrôle des rejets par les déversoirs d'orage et acceptation d'un risque de détérioration sensible de la qualité du milieu récepteur. La priorité est la gestion du risque d'inondation, la préservation de la qualité du milieu à moyen terme peut être conservée comme objectif secondaire.
- Exemple d'utilisation : dimensionnement hydraulique des ouvrages.

4. Pluies exceptionnelles : NIVEAU 4

- Objectif de service : débordement généralisé des réseaux susceptible de provoquer des dégâts économiques sérieux accepté. Abandon de tous les objectifs sur la qualité des milieux, la seule priorité est d'éviter les dommages aux personnes.
- Exemple d'utilisation : prévention du risque (prescriptions d'urbanisme, ouvrages, consignes d'entretien et de gestion) et organisation de la gestion de crise.

Reste à fixer les seuils correspondant à chacun de ces niveaux (par exemple, quelle est la limite entre une pluie forte et une pluie exceptionnelle ?). Même si la réglementation impose, du moins pour certaines fonctions, des niveaux minimum à respecter, la définition précise des niveaux de service à assurer reste clairement de la responsabilité du maître d'ouvrage. Elle peut également, du moins pour certaines fonctions, faire l'objet de négociations avec les services chargés de la police des eaux.

Elle doit donc être argumentée sur les plans technique, économique et environnemental.

De façon générale, la qualité des études dépend pour une large part de la qualité du cahier des charges et de celle de son suivi. Ceci est particulièrement vrai lorsque les études sont faites par un prestataire extérieur. Aussi, les situations parfois complexes de certains systèmes d'assainissement et/ou le manque de moyens humains et techniques, peuvent rendre utile, voire nécessaire, le recours à une assistance à maîtrise d'ouvrage pour la réalisation du cahier des charges, le dépouillement des offres et/ou le suivi de l'étude. On peut également avoir intérêt à confier l'ensemble de l'opération de consultation et suivi au même intervenant pour assurer la cohérence entre les stipulations du cahier des charges et les possibilités de réalisation sur le terrain.

6.2.3.2 Principes de base

Quel que soit le type de diagnostic considéré (mis à part, dans une certaine mesure, le diagnostic par temps sec), le caractère épisodique et aléatoire des phénomènes hydrologiques en cause, et donc des niveaux de risque associés, conduit généralement à retenir une approche de type probabiliste reposant sur le concept de période de retour.

Ce concept de fréquence d'apparition ou de période de retour d'un phénomène affectant le système d'assainissement (surverse du déversoir d'orage, mise en charge du réseau, débordement sur la voirie, etc.) a été très largement utilisé depuis de nombreuses années, parfois sans discernement sur ses conditions d'emploi. Ainsi, la période de retour associée aux conséquences d'un événement pluvieux générateur est-elle généralement assimilée par simplification à la période de retour de cet événement. Cette assimilation nécessite de nombreuses hypothèses qui ne sont que rarement vérifiées dans la réalité.

De plus, la non-stationnarité des phénomènes dans le temps (évolution de l'occupation des sols, modification des conditions de drainage des ruissellements, etc.) confère une grande incertitude aux ajustements statistiques (d'autant plus grande que la période de retour considérée est importante). Les résultats doivent donc toujours être examinés avec prudence. La mesure exacte du niveau de protection effectivement assurée ne pouvant rigoureusement être garantie, il s'agit plus de veiller à la qualité des données exploitées et à la rigueur de la démarche suivie.

Enfin, la simple évaluation du risque de dysfonctionnement (par exemple période de retour associée à un débordement sur chaussée ou fréquence d'un rejet par un déversoir d'orage) est souvent insuffisante. Il est généralement nécessaire d'évaluer les effets dommageables prévisibles susceptibles de résulter de cette défaillance (gravité des inondations provoquées par le débordement, risques sur la qualité du milieu récepteur associés au rejet par le déversoir, etc.).

6.2.3.3 Méthodes recommandées

Les méthodes conseillées dépendent bien évidemment du type de diagnostic envisagé. Elles seront donc présentées dans les fiches suivantes. Notons cependant deux règles générales importantes :

- on utilisera systématiquement des méthodes détaillées (voir [8.3](#)) reposant sur le modèle général (voir fiche [6.2.1](#)),
- on associera toujours modélisation et métrologie.

Ce type d'étude peut difficilement être envisagé sans l'aide d'outils informatiques.

6.2.4 Diagnostic du fonctionnement par temps sec

6.2.4.1 Objectifs des études de ce type

Les études de ce type visent à connaître (et à optimiser) le fonctionnement de l'ensemble réseaux de collecte/stations d'épuration en dehors des périodes pluvieuses.

Le premier objectif est tout simplement d'évaluer précisément les flux arrivant à la station d'épuration, à la fois en terme [quantitatif](#) (volume, répartition temporelle) et en terme qualitatif (concentration des effluents). Cette estimation, outre son caractère obligatoire dans le cadre de la mise en place de [l'autosurveillance](#), est nécessaire pour tenter d'estimer les taux effectifs de collecte et constitue un préalable au diagnostic de fonctionnement par temps de pluie. Elle doit s'intégrer dans le diagnostic global de la station d'épuration qui fait l'objet de la fiche [6.2.5](#).

Un autre objectif essentiel est d'évaluer les apports anormaux d'eaux claires provenant d'infiltration sur les réseaux d'eaux usées conçus sur le mode séparatif ou sur les réseaux unitaires. Ces apports perturbent considérablement l'efficacité des traitements en conduisant à des surverses, des pertes de boues, des baisses de rendement, etc. Il est donc nécessaire de quantifier, identifier et localiser les apports parasites, de façon à définir les actions susceptibles d'en réduire la nocivité, par exemple par des réhabilitations de réseau, des ouvrages de stockage, des actions de remise en conformité des branchements, etc.

Le dernier objectif consiste à rechercher les rejets de temps sec susceptibles de se produire du fait [d'erreurs de branchement](#) (eaux usées raccordées sur le réseau eau pluviale), de défaut de conception (seuil de déversoir d'orage réglé trop bas) ou de dégradation des ouvrages (perte d'étanchéité).

6.2.4.2 Principes de base

Sur un site donné, le contenu d'une étude variera beaucoup en fonction des problèmes locaux, mais aussi des informations déjà disponibles, et en particulier de celles qui ont pu être acquises lors d'études antérieures. Vis-à-vis de ces deux aspects, la pratique des « pré-études » (ou un phasage adéquat de l'étude) est souvent utile pour faire le bilan des problèmes identifiés, ou suspectés, ainsi que des informations brutes potentiellement exploitables et des connaissances élaborées déjà disponibles.

Un aspect important de la définition des études diagnostiques (par temps sec comme d'ailleurs par temps de pluie) est lié à l'utilisation du terme de diagnostic dans les textes réglementaires (CGCT article [R 2224-19](#) et recommandation du 12 mai 1995 • section 1.4.1). Par exemple, l'arrêté du 22 décembre 1994 relatif à la surveillance des ouvrages évoque certaines méthodes de diagnostic applicables à l'évaluation annuelle des performances d'un système d'assainissement. Cet arrêté met l'accent sur la quantification des divers rejets, et en particulier des surverses d'orage, mais il ouvre également d'autres perspectives (contrôle des branchements, inspection télévisée, enregistrement des débits transités par les principaux émissaires, etc.). Ce texte illustre bien les différents cadres dans lesquels peuvent s'exercer ces activités, et la complémentarité entre celui des études (études diagnostiques) et celui de la gestion quotidienne (autosurveillance, diagnostic permanent).

6.2.4.3 Méthodes recommandées

Les démarches les plus efficaces pour connaître la variabilité des débits de temps sec et leur composition reposent sur la métrologie. Les débits de temps sec sont en

effet plus réguliers que les débits de temps de pluie, et de ce fait plus faciles à mesurer.

La première démarche envisageable consiste à mesurer en continu le débit et si possible certaines caractéristiques physico-chimiques de l'effluent (pH, conductivité, température, turbidité) en utilisant un dispositif amovible sur une période donnée. La durée de cette période sera d'au moins une semaine (pour tenir compte des variations inter-journalières qui peuvent être fortes en cas de branchements industriels).

L'analyse d'échantillons prélevés périodiquement dans l'effluent est également utile. La fréquence d'échantillonnage devra être adaptée à la variabilité des effluents. Dans la plupart des cas, le compromis se situera entre 2 échantillons journaliers (valeur diurne et valeur nocturne) et 24 échantillons (mesures horaires).

Dans le cas des collectivités soumises à de fortes variations saisonnières de leur population, il sera bien évidemment nécessaire de reconduire cette campagne de mesure à différentes périodes.

L'organisation de ce type de campagne de mesures doit tenir compte du fait qu'il est souvent difficile de profiter d'une période d'une semaine sans apports pluvieux. Il est donc toujours nécessaire de prévoir une durée de campagne plus longue que celle strictement nécessaire. Une durée longue permet en outre d'atteindre d'autres objectifs, et en particulier de permettre une bonne connaissance des eaux parasites.

En effet, jusqu'à une époque récente, on conseillait d'évaluer les apports en eau parasite par une démarche croisée : une simple mesure nocturne du débit et une mesure de dilution de l'ammonium. Les démarches de ce type ne paraissent plus suffisantes aujourd'hui. D'une part, le développement de l'équipement électroménager des ménages, associé à l'utilisation très fréquente des départs différés des appareils pour profiter d'une énergie nocturne plus économique, ont sensiblement modifié la répartition journalière des rejets. D'autre part, les eaux parasites ont des origines multiples et, selon leur nature, les apports sont inégalement répartis dans le temps. On peut ainsi distinguer :

- les apports permanents, non liés à la situation climatique, éventuellement variables selon la saison (source captée, drainage d'une nappe souterraine à niveau stable, etc.) ;
- les apports saisonniers correspondant principalement à la pénétration d'eau de nappes à niveau variable ;
- les apports rapides, se manifestant pendant les épisodes pluvieux et quelques jours après leur fin.

Il paraît donc préférable d'utiliser des mesures de débit de plus longue durée (idéalement continues), permettant d'évaluer les différentes composantes liées à la pluviométrie dans la variation des débits observés, complétées par des campagnes de mesures nocturnes en période favorable. A minima, la répétition de ces campagnes à différentes saisons est nécessaire pour avoir une idée des variabilités intra-annuelles. L'association de mesures de concentration aux mesures de débit peut également aider à déterminer la part des eaux parasites permanentes et le taux effectif de raccordement.

Des modélisations simples reposant sur la construction d'hydrogrammes journaliers horaires peuvent aider à améliorer le diagnostic. La démarche la plus adéquate consiste à calculer un volume journalier moyen produit par chaque sous-bassin versant en fonction de sa population et/ou de la consommation d'eau facturée, puis à répartir ce volume sur la journée de façon à retrouver au mieux les formes d'hydrogrammes observées lors des campagnes de mesures. L'utilisation du modèle général permet alors de propager ces hydrogrammes dans le système d'assainissement et d'avoir une idée des débits obtenus en tous points.

La recherche de l'origine des eaux parasites pose une autre catégorie de problème. Les eaux parasites correspondent en effet à deux types d'apport :

- des apports ponctuels qui résultent de l'ensemble des raccordements non conformes tels que les branchements d'eau pluviale, captages de sources, rejets d'eaux claires industrielles, raccordements de drains, etc. ;
- des infiltrations diffuses, à travers des joints non étanches, des fissures, des échelons de regard mal scellés, etc.

Si les premiers apports peuvent assez facilement être repérés par des visites ou des inspections télévisées (voir [6.2.2.2](#)), les seconds nécessitent souvent un travail beaucoup plus long et difficile d'enquête et de confrontation entre les résultats attendus (calculés par le modèle) et les valeurs mesurées ou simplement observées. L'utilisation d'essais spécifiques (tests d'étanchéité, essais à la fumée, contrôles au colorant) est indispensable pour améliorer le diagnostic.

6.2.4.4 *Autres méthodes utilisables*

La résolution correcte de ce type de problème nécessite la mise en œuvre de l'ensemble des outils disponibles. Il n'y a donc pas à proprement parler d'autres méthodes utilisables, mais plutôt une complémentarité et un équilibre à trouver entre les méthodes décrites dans le paragraphe précédent.

6.2.4.5 *Critères de choix*

Sans objet.

6.2.4.6 *Pour en savoir plus*

Voir [8.3.4](#).

6.2.5 Diagnostic de la station d'épuration

6.2.5.1 Objectifs des études de ce type

L'étude-diagnostic d'une station d'épuration s'inscrit dans le cadre de deux problématiques principales :

- analyse des dysfonctionnements (filières eaux, boues, air) ;
- analyse des potentialités de réutilisation d'ouvrages existants en cas d'extension et/ou de mise en conformité vis-à-vis de nouvelles normes.

Elle doit prendre en compte le diagnostic du génie civil et des équipements.

6.2.5.2 Principes de base

Le fonctionnement de la station d'épuration ne peut être dissocié de celui du réseau. La station doit donc être analysée dans cette optique globale à partir des informations disponibles (mesures réalisées par l'exploitant, l'agence de l'eau, le service chargé de la police de l'eau ou le SATESE) qui seront complétées, si nécessaire, par des campagnes de mesures explicitant la réaction de la station à différents régimes hydrauliques.

Ces examens, associés aux descriptions techniques de la station d'épuration et à la connaissance de sa capacité de traitement, permettront de procéder à l'analyse critique des performances et des limites de chaque ouvrage vis-à-vis de la charge hydraulique, des pollutions carbonée, particulaire, azotée, phosphorée, et enfin de comparer ces performances aux niveaux d'épuration nécessaires pour respecter les objectifs fixés par le préfet.

Un examen approfondi de sa fiabilité et des causes de défaillance sera également nécessaire pour améliorer son fonctionnement.

6.2.5.3 Méthodes recommandées

6.2.5.3.1 Étape 1 : identification des causes de dysfonctionnement

1. Causes externes

Cela concerne le réseau d'assainissement. Des apports excessifs vis-à-vis de la capacité épuratoire ou des modifications de la qualité des influents peuvent être à l'origine de dépassements de normes de rejet, de nuisances particulières (odeurs), etc.

1.1. Les surcharges

Par des enquêtes et des mesures appropriées, on caractérisera les apports pour mettre en évidence les surcharges éventuelles :

- *Surcharge pollution* : ce cas est très rare, le dimensionnement des ouvrages ayant été le plus souvent réalisé avec de confortables coefficients de sécurité (ratios de pollution par habitant majorés, perspectives démographiques irréalistes, etc.) ;
- *Surcharges hydrauliques* : ce cas est fréquent. La recherche des apports indésirables (ECP, ECM) est du ressort de l'étude-diagnostic des réseaux (voir fiche 6.2.4).

1.2. Qualité des eaux à traiter

Même en état de sous-charge et avec des ouvrages bien conçus et exploités, il est possible que la qualité des rejets ne soit pas conforme aux normes.

Cette situation apparaît assez fréquemment sur des stations traitant des effluents mixtes. L'évolution des activités industrielles étant, par définition, difficilement prévisible, il arrive que les caractéristiques des influents se modifient fortement au cours du temps que ce soit :

- au niveau des **concentrations** : des modifications de l'indice de biodégradabilité (rapport DCO/DBO₅), de l'équilibre nutritionnel ($\frac{DBO_5}{N}$, $\frac{DBO_5}{P}$), des apports de DCO dure et de NTK dur peuvent avoir des effets immédiats sur la qualité des eaux épurées (notamment en DCO et NGL mais aussi en P en cas de déphosphatation biologique). Pour les systèmes à boues activées, d'autres effets néfastes sont à redouter : cela a trait à l'apparition de mousses biologiques stables (prolifération, difficilement prévisible, de micro-organismes filamenteux). Cette anomalie biologique, très fréquente, se traduit, entre autres, par des fuites de boues.
- au niveau des **flux** : des changements de rythme dans l'activité industrielle peuvent se traduire par des évolutions très importantes du pollutogramme en entrée de station avec le risque d'avoir une inadéquation entre la performance du système d'aération et le flux horaire maximal à traiter.

2. Causes internes

Il convient dans le diagnostic de faire la part, ce qui n'est pas toujours évident, entre les causes liées à la conception des ouvrages et celles liées à l'exploitation proprement dite.

Il convient en premier lieu d'évaluer, en utilisant les données d'autosurveillance validées, la production annuelle de boues et de la confronter avec la charge polluante reçue. Cette analyse permet, mieux qu'un prélèvement d'eau épurée, d'avoir une idée assez précise du rendement épuratoire de l'installation et d'orienter la suite des enquêtes et mesures.

En toute hypothèse, il convient d'abord d'expertiser la filière boues qui constitue toujours une zone névralgique : performances de la déshydratation, capacité de stockage, évacuation, etc.

Ensuite, il convient de procéder à l'analyse des caractéristiques dimensionnelles des différents ouvrages (volumes des bassins d'anaérobie, d'anoxie, d'aération dans le cas de boues activées, volume de matériau dans le cas de cultures fixées, surface et hauteur droite en périphérie en clarification, etc.). Cette étude permet de juger de la conformité des dits ouvrages aux règles de l'art en vigueur. A l'issue de l'analyse, on peut être amené à redéfinir une nouvelle capacité réelle de la station d'épuration.

Quant aux équipements, le diagnostic peut être facile dans certains cas (pompes) et très difficiles dans d'autres (c'est le cas notamment de la vérification de la capacité d'oxygénation des aérateurs en présence des boues et pas seulement en eau claire). Certains éléments (racleurs de fond de clarificateur, etc.) ne peuvent être expertisés sans vidange des bassins.

On portera, enfin, une attention particulière à la vérification des systèmes de contrôle et de régulation (du capteur jusqu'à la supervision).

6.2.5.3.2 Étape 2 : analyse des possibilités de réutilisation des ouvrages existants

Ce travail s'inscrit dans la démarche du schéma directeur d'assainissement et de l'étude d'incidences Loi sur l'eau (ou étude d'impact dans le cas de stations d'épuration de plus de 600 kg DBO₅ par jour de capacité nominale). Les études

fixent d'une part les évolutions sur les rejets (populations, industries) et d'autre part les nouvelles contraintes dues à la sensibilité du milieu (normes de rejet, épandage des boues, bruit, odeurs, etc.).

Face à ces nouvelles exigences, il convient de recenser les possibilités de récupération de certains ouvrages qui peuvent être :

- soit reconduits dans leur fonction initiale, quitte à revoir à la baisse leur capacité nominale ;
- soit reconvertis dans une autre fonction ; par exemple reconversion d'un ancien bassin d'aération en bassin d'orage (dans ce cas, il faut s'assurer que le réseau a bien la capacité à conduire les effluents jusqu'au bassin, sans déversements à l'amont).

Les résultats du diagnostic seront à intégrer dans le dossier de consultation des entreprises. Il faut noter, cependant, que dans le cadre d'un appel d'offres sur performances, l'entreprise a toute liberté, la plupart du temps, pour réutiliser ou non des ouvrages existants. En effet et selon la complexité du projet, il n'est pas toujours économique de réutiliser des bassins même sains .

Outre les études de conformité aux règles de l'art en vigueur, y compris en matière de sécurité, il conviendra de réunir les experts nécessaires pour juger de la qualité du génie civil, ce qui n'est évidemment pas facile sans vidange des bassins. Certains points peuvent cependant être mis en évidence : fissures, défaut d'horizontalité de décanteur signe de tassements différentiels, corrosion, etc. L'expert devra se prononcer sur l'évolution possible des défauts constatés (il faut, en effet, se projeter à des horizons de plus de 20 ans, ce qui peut correspondre à une durée d'usage de 40 ans voire beaucoup plus).

De façon générale, la réutilisation d'anciens bassins travaillant en eau est délicate. Un nouveau calcul des capacités du génie civil en fonctionnement alternatif en eau et à sec est nécessaire. Cela nécessite de disposer des plans de récolement des ouvrages et plus sûrement de s'assurer de l'état du ferrailage par inspection non destructive (radar).

6.2.5.4 *Autres méthodes utilisables*

Sans objet.

6.2.5.5 *Critères de choix*

(Voir [6.2.31](#) : traitement et valorisation des sous-produits de l'épuration).

6.2.6 Diagnostic hydraulique d'un système d'assainissement existant

6.2.6.1 Objectifs des études de ce type

L'objectif de ce type d'études est d'évaluer les risques de dysfonctionnement hydraulique pour chacun des éléments d'un système existant d'assainissement. En pratique, il est nécessaire de préciser le type de diagnostic que l'on souhaite réaliser. Bien entendu, le principal sujet concerne la maîtrise des eaux par temps de pluie. Cependant, on ne peut manquer de souligner que ce type d'études peut également concerner les réseaux séparatifs d'eaux usées pour vérifier que les capacités de transport sont en adéquation avec les besoins immédiats mais aussi et surtout futurs.

Sur le seul plan hydraulique, la maîtrise des eaux pluviales en ville doit répondre à des objectifs multiples :

- préserver la commodité et la qualité de vie lors des pluies fréquentes ;
- ne pas provoquer d'inondations ni de risque de dégradation des réseaux lors des pluies rares (période de retour de quelques années) ;
- limiter les risques aux biens et aux personnes lors des événements exceptionnels (période de retour de plusieurs dizaines d'années).

6.2.6.2 Principes de base

En dehors des éléments développés dans cette fiche, la norme NF EN 752-2, relative aux réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments, rappelle certains principes de base :

Lors de l'établissement des critères de performance hydraulique pour les collecteurs de type unitaire ou destinés aux eaux de surface [...] il y a lieu de prendre en compte l'importance des conséquences d'une inondation.

Pour les petits projets, une approche relativement simple mais assurant la sécurité, est recommandée sans pour autant exclure l'utilisation de modèles de simulation. Les collecteurs sont en général conçus pour fonctionner sans mise en charge et ce pour des orages relativement fréquents, en sachant bien que cela procure une protection limitée contre l'inondation en cas d'orages beaucoup plus importants. Pour ces projets et en l'absence de prescriptions de l'autorité compétente, il y a lieu de retenir les critères du tableau suivant relatifs aux fréquences de mise en charge du fait d'un orage donné. Le concepteur doit utiliser les intensités de chute de pluie ainsi que les durées propres à la zone considérée.

<i>Fréquence d'un orage (sans mise en charge)</i>	<i>Lieu</i>	<i>Fréquence d'inondation débordement des eaux collectées en surface, ou impossibilité pour celles-ci de pénétrer dans le réseau</i>
<i>1 par an</i>	<i>Zones rurales</i>	<i>1 tous les 10 ans</i>
<i>1 tous les deux ans</i>	<i>Zones résidentielles</i>	<i>1 tous les 20 ans</i>
<i>1 tous les 2 ans 1 tous les 5 ans</i>	<i>Centres-villes / zones industrielles ou commerciales - si risque d'inondation vérifié - si risque d'inondation non vérifié</i>	<i>1 tous les 30 ans -</i>
<i>1 tous les 10 ans</i>	<i>Passages souterrains routiers ou ferrés</i>	<i>1 tous les 50 ans</i>

Tableau 24.: Extrait de la norme NF EN 752-2.

*Pour les petits projets conçus à l'aide d'un modèle de simulation et pour les grands projets, en particulier lorsque les dommages ou les risques relatifs à la santé publique sont importants, il est recommandé que le niveau de protection contre l'inondation soit directement estimé. Le réseau d'assainissement peut être initialement conçu comme ci-dessus, pour ne pas donner lieu à mise en charge à une fréquence supérieure à celle retenue comme appropriée du fait d'un orage donné. Il est recommandé d'utiliser ensuite une simulation d'orages pour vérifier le niveau de protection contre l'inondation procuré par le réseau d'assainissement projeté lors d'une fréquence d'inondation importante et le projet est alors aménagé si la protection contre l'orage n'est pas réalisée. Il y aura des cas cependant où des mises au point seront à faire pour éviter un surdimensionnement non nécessaire. **Toutes les prescriptions de l'autorité compétente doivent être suivies; mais en leur absence, il convient de retenir les valeurs des fréquences d'inondation du tableau ci-dessus. Il convient d'étudier l'approche ci-dessus lorsqu'on étudie l'amélioration d'un réseau existant.** »*

Ce texte introduit ou renforce trois notions essentielles :

- le concept d'insuffisance des réseaux doit être précisé, en distinguant notamment les risques de mises en charge et les risques de débordement. De façon pratique, ceci impose l'utilisation d'un modèle hydraulique capable de calculer la hauteur d'eau et la hauteur de charge atteintes en tout point du système ;
- le niveau de protection assuré par les ouvrages d'assainissement doit être adapté à la vulnérabilité du site. Le choix de ce niveau de protection est clairement de la responsabilité du maître d'ouvrage, même si des valeurs par défaut sont proposées. Il doit être argumenté sur le plan technique, économique et environnemental. **La période de retour décennale ne doit donc absolument plus être considérée comme La Référence ;**
- comme la protection ne peut pas être absolue, les limites d'efficacité des ouvrages du système d'assainissement doivent être clairement perçues et appréhendées par les maîtres d'ouvrage, de même que les conséquences possibles, en termes de dommages, associées à ces insuffisances. Seule cette connaissance peut permettre de prévenir les effets dommageables résultant du dépassement de leur capacité par d'autres actions complémentaires à développer avec les partenaires

concernés ([urbanisme adapté](#), schéma organisationnel de gestion de crise, etc.).

6.2.6.3 Méthodes recommandées

La méthode conseillée est l'utilisation d'un outil informatique permettant la simulation du fonctionnement du système d'assainissement et l'exploitation des résultats fournis par cet outil pour différentes situations météorologiques. Voir à ce sujet la fiche 6.2.1.

Les modèles utilisés devront obligatoirement être calés et validés par des mesures.

6.2.6.3.1 Les modèles

Sans vouloir imposer en aucun cas l'utilisation de modèles spécifiques, les modèles suivants peuvent être considérés comme bien adaptés à la problématique au regard des connaissances actuelles :

- modélisation de la pluie : pour analyser la réponse à des pluies de caractéristiques différentes (faibles, moyennes et fortes), mais non exceptionnelles, la meilleure solution consiste à prendre un ensemble représentatif¹⁸ de pluies de référence réelles mesurées sur le site ou sur un site voisin et qui seront représentatives de la pluviosité locale. En cas d'indisponibilité de ce type d'entrée, on pourra utiliser éventuellement un ensemble de pluies de projet. Pour analyser la réponse à des pluies exceptionnelles (analyse des risques de crues extrêmes), à défaut d'observations locales, il est préférable de prendre des pluies très violentes observées sur des sites de climat comparable, même s'ils sont éloignés. La prise en compte de la répartition spatiale de la précipitation est indispensable dès que la surface totale de la zone étudiée dépasse 30 km². Une densité de 1 poste pluviométrique pour 10 km² constitue un minimum (c'est l'ordre de grandeur des cellules convectives associées aux phénomènes orageux). L'Organisation Mondiale de la Météorologie recommande une densité très supérieure (1 poste pluviométrique par km²), qui paraît irréaliste, à l'exception des bassins versants amont utilisés pour le calage ;
- modélisation de la transformation pluie débit : il est préférable de prendre un coefficient de ruissellement dépendant de la pluie, déterminé en fonction des surfaces imperméables directement et indirectement connectées au réseau. Le modèle du [réservoir linéaire](#) avec ajustement de Desbordes pour calculer le lag-time est également conseillé. La prise en compte d'une perte initiale constante fonction de la pente (0,5 à 3 mm) et d'une perte continue de 1 à 2 mm/h tenant compte de la perméabilité des voiries peut être nécessaire pour les pluies faibles à moyennes (intensité moyenne maximum en deux heures supérieure à 10 mm/h) ;
- modélisation de la propagation en conduite : L'utilisation d'un modèle prenant en compte l'allure réelle des lignes d'eau est nécessaire dès

¹⁸ La représentativité impose deux conditions : a) la durée d'observation doit être notablement plus longue que la période de retour étudiée (de 2 à 5 fois selon la variabilité climatique interannuelle) ; b) l'échantillon de pluies doit comporter suffisamment d'individus pour tenir compte de la diversité des situations climatiques. A titre d'exemple, un échantillon de 50 pluies, choisies après une analyse statistique sérieuse, parmi la totalité des pluies mesurées pendant 20 ans, peut permettre de calculer avec une bonne précision les débits de période de retour de 6 mois à 5 ans, et d'obtenir l'ordre de grandeur du débit décennal.

que des influences aval, des mises en charge ou d'autres dysfonctionnement hydrauliques perturbent le fonctionnement du réseau. Le modèle de Barré de Saint Venant est bien adapté au problème. Les modèles de stock seront également souvent satisfaisants dans la mesure où les effets dynamiques sont négligeables (ce qui est le cas dans la plupart des situations).

- modélisation des ouvrages spéciaux : il faudra veiller à choisir des modèles adaptés, du même niveau de qualité que le modèle hydraulique. C'est en effet souvent la qualité de la modélisation des ouvrages spéciaux et en particulier celle des ouvrages de déversement (type déversoirs d'orage) qui détermine la qualité finale de la modélisation.

6.2.6.3.2 Les mesures

Comme cela a été dit, les mesures sont nécessaires pour le calage et la validation du modèle. Les paramètres essentiels sont la mesure en continu de la [pluie](#) et des [débits](#) en des points judicieusement choisis. La position des points de mesure des débits doit tenir compte de deux familles de critères :

- le site doit être choisi de façon à permettre la meilleure maîtrise possible des incertitudes (accès facile, pas de perturbation dans l'écoulement, dimension suffisante, etc.) ;
- le débit doit être sensible aux paramètres de calage (par exemple, il n'est pas judicieux de mettre un point de mesure juste à l'aval d'un bassin de retenue, d'une station de pompage ou d'un déversoir d'orage qui vont jouer un rôle de régulateur du débit) ; il doit également tenir compte de l'idée que l'on se fait du fonctionnement du réseau (identification a priori, ou de préférence après une première simulation, des branches considérées comme principales).

La fiche [6.2.1](#) fournit plus de détails sur l'acquisition et l'utilisation des données structurelles.

6.2.6.4 Autres méthodes utilisables

- Modélisation de la pluie : ensemble de pluies de projet correspondant à plusieurs périodes de retour et, si le modèle intègre cette notion, à plusieurs durées de période de pluie intense, représentatives des différentes conditions de fonctionnement du réseau étudié.
- Modélisation de la transformation pluie-débit : coefficient de ruissellement constant égal au coefficient d'imperméabilisation + modèle du réservoir linéaire avec un autre ajustement (justifier l'application).
- Modélisation de la propagation en conduite : modèle [Muskingum](#).

6.2.6.5 Critères de choix

Le choix du modèle de transformation pluie-débit doit être fait de façon très pragmatique en recherchant celui qui permet de représenter au mieux les hydrogrammes observés.

Le modèle Muskingum, associé à une modélisation simplifiée des ouvrages spéciaux, donnera souvent des résultats corrects pour simuler la propagation des hydrogrammes dans le réseau, en particulier si le fonctionnement hydraulique du réseau n'est pas trop perturbé par des ouvrages spéciaux ou des mises en charge. En revanche, l'utilisation de ce modèle nécessitera l'utilisation ultérieure (une fois les débits connus), d'un modèle de calcul de la ligne d'eau pour évaluer les hauteurs maximum atteintes (un calcul en régime permanent est satisfaisant dans la plupart des cas).

Attention : le mode de représentation des ouvrages spéciaux, et en particulier des déversoirs d'orage, est souvent plus déterminant sur la qualité finale de la représentation que le choix du modèle de propagation.

6.2.7 Diagnostic qualité : estimation des rejets d'un système d'assainissement existant

6.2.7.1 Objectifs des études de ce type

L'objectif est d'évaluer les masses de polluants rejetées par les différents exutoires d'un système d'assainissement (stations d'épuration, déversoirs d'orage, exutoires eaux pluviales), par temps sec et/ou par temps de pluie, pour un événement, pendant une durée donnée (par exemple une année) ou associée à une période de retour particulière. Pour être complet, ce type de diagnostic devrait permettre une estimation des impacts de ces rejets sur les milieux récepteurs (voir à ce sujet la fiche 6.2.8). Les études de ce type peuvent être associées aux études d'autosurveillance (voir la fiche 6.2.14).

6.2.7.2 Principes de base

De très nombreux critères peuvent être pris en compte pour évaluer la gravité des rejets urbains de temps de pluie. De façon schématique, on peut les regrouper en trois familles :

- évaluation de la masse totale de polluant rejetée sur une période donnée (en général une année moyenne). Ce type de critère sert à évaluer les effets cumulatifs et s'intéresse généralement à des polluants peu biodégradables (métaux lourds par exemple), ou susceptibles de se maintenir dans la chaîne trophique (nutriments) ;
- évaluation de la masse de polluant susceptible d'être rejetée sur une période courte (journalière, ou correspondant à un événement pluvieux) pour une période de retour donnée (ou évaluation de la période de retour associée au rejet d'une masse donnée). Ce type de critère sert à évaluer les risques d'effets de choc (risque de mortalité piscicole par exemple). Il s'intéresse à des produits présentant des risques de toxicité (ammoniacque par exemple), susceptibles de provoquer une désoxygénation brutale du milieu récepteur (DBO rapidement biodégradable) ou susceptibles d'entraîner une perte d'usage (par exemple augmentation de la turbidité susceptible de colmater un point de captage d'eau) ;
- évaluation du nombre moyen de rejets pendant une période donnée (par exemple la période estivale). Ce type de critère sert à évaluer les risques de perte d'usage sur les milieux récepteurs (par exemple les risques de contamination bactériologique des zones de baignade ou de conchyliculture).

6.2.7.3 Méthodes conseillées

Le recours à la modélisation pour évaluer les masses de polluants rejetés est une solution que l'on peut utiliser sans réticence, même si les phénomènes physiques, chimiques et biologiques en œuvre dans les systèmes d'assainissement sont encore relativement mal connus. En effet la modélisation permet, a minima, de bien connaître les débits et les volumes déversés. Elle permet donc d'évaluer les ordres de grandeur des charges polluantes et de hiérarchiser l'importance relative des différents rejets.

Pour traiter ce type de problème, on utilisera systématiquement des méthodes détaillées, et on associera toujours modélisation et métrologie. Comme pour le diagnostic hydraulique, ce type d'étude nécessite donc généralement des modèles relativement sophistiqués et ne peut pas être envisagé sans l'aide d'outils informatiques.

En pratique, le diagnostic qualité constitue la suite logique du diagnostic hydraulique. Sa qualité dépend d'ailleurs essentiellement de la qualité de la modélisation hydraulique. Une bonne évaluation des débits, des hauteurs et des volumes est une condition essentielle à l'estimation correcte des masses rejetées. A contrario, on peut être moins ambitieux pour ce qui concerne les concentrations.

6.2.7.4 Les modèles

L'enchaînement de modèles proposé ici correspond à un réseau unitaire. Dans le cas d'un réseau séparatif, certaines étapes pourront bien évidemment être simplifiées, voire supprimées, si la séparation est bien réalisée.

- **Modélisation des débits de base** : il s'agit de représenter les débits habituellement observés en temps sec. Schématiquement, il faut donc représenter les débits d'eau usée et les débits d'eau parasite. La modélisation pour un diagnostic qualité tirera donc un grand bénéfice d'un diagnostic préalable de temps sec (voir la fiche 6.2.4).
- **Modélisation de la pluie** : on ne s'intéresse ici qu'aux pluies faibles à moyennes. Les approches classiques de type pluies de projet sont assez mal adaptées et il est préférable de prendre en compte un ensemble de pluies de référence réelles mesurées sur le site ou sur un site voisin (représentatives de la pluviosité locale). La meilleure solution consiste à simuler une chronique continue. La durée de la chronique doit être d'au moins trois ans pour tenir compte de la variabilité interannuelle des événements. La prise en compte de la répartition spatiale de la précipitation est également indispensable dès que la surface totale de la zone étudiée dépasse 30 km².
- **Modélisation de la transformation pluie-débit** : ce modèle nécessite un calage fin car c'est généralement cette étape qui générera les erreurs les plus importantes. On peut conseiller de prendre un coefficient de ruissellement dépendant de la pluie déterminé en fonction des surfaces imperméables directement et indirectement connectées au réseau associé au modèle du réservoir linéaire avec ajustement de Desbordes pour calculer le lag time. La prise en compte d'une perte initiale constante fonction de la pente (0,5 à 3 mm) et d'une perte continue de 1 à 2 mm/h est souvent indispensable pour obtenir un calage réaliste.
- **Modélisation de la propagation en conduite** : le modèle de propagation n'est pas ici l'élément le plus limitant. Du fait des débits relativement faibles pris en compte, le réseau fonctionne généralement de façon normale et un modèle de propagation simplifié, type **Muskingum**, est généralement suffisant.
- **Modélisation des ouvrages spéciaux** : il faut utiliser des modèles adaptés, du même niveau de qualité que le modèle hydraulique. La qualité de la modélisation des ouvrages spéciaux, et en particulier des ouvrages de déversement (type déversoirs d'orage), est également déterminante sur la qualité finale de la modélisation.
- **Passage des débits au débits massiques** : deux approches relativement simples sont généralement suffisantes pour calculer la masse rejetée :

Il est très dangereux d'associer sans précaution le coefficient de ruissellement au rapport surface imperméable/ surface totale. En effet il n'est pas rare de rencontrer des écarts dans un rapport de 1 à 2 entre surface active et surface imperméabilisée.

- multiplier le volume par une concentration moyenne événementielle de l'eau unitaire, éventuellement dépendante de certaines caractéristiques de l'événement (durée de temps sec antécédente, intensité maximum, débit maximum, etc.). Ce type de méthode conviendra bien pour les indicateurs pour lesquels les concentrations dans les eaux de ruissellement ne sont pas notablement inférieures à celles de l'eau usée (DCO, MES, métaux, hydrocarbures, etc.) ;
- distinguer les eaux usées et les eaux pluviales (les débits eaux usées peuvent être évalués par un diagnostic par temps sec). Calculer la concentration moyenne des eaux unitaires en utilisant la moyenne pondérée par les débits des concentrations des eaux usées (également évaluée par un diagnostic par temps sec) et des eaux pluviales (tirée de la littérature). Des mesures faites en temps de pluie permettent de valider cette approche. Cette concentration convient bien pour des indicateurs pour lesquels la concentration est sensiblement plus forte pour les eaux usées que pour les eaux pluviales (azote, phosphore, DBO, bactéries, etc.).

6.2.7.5 Les mesures

En plus des données nécessaires au calage et à la validation de la partie hydraulique, il est nécessaire de disposer de données permettant d'évaluer les [concentrations](#) et les masses. Trois types de campagnes de mesure doivent être envisagées :

- des campagnes par temps sec, visant à connaître les flux associés aux débits d'eau usée (cas d'un réseau unitaire) ou aux débits d'eau parasite (réseau eau pluviale) ; un calage correct demande au moins un hydrogramme journalier (le pas de temps horaire est généralement bien approprié) et plusieurs échantillons journaliers moyens ;
- des campagnes par temps de pluie, consistant à analyser les mêmes paramètres que par temps sec ; pour une pluie particulière, un échantillon moyen est généralement suffisant, en revanche il est indispensable de mesurer un échantillon représentatif de pluies (une dizaine de pluies, correspondant à des durées de temps sec antécédentes, des hauteurs totales précipitées et des intensités maximales variées est un minimum) ;
- des mesures en continu de certains indicateurs (pH, conductivité, température, turbidité) ; ce type d'information permet de compléter très utilement les campagnes ponctuelles.

Voir [6.2.1.3.3](#) pour plus de détails sur l'acquisition et l'utilisation des données.

6.2.7.6 Autres méthodes utilisables

Des méthodes beaucoup plus simples sont possibles. Par exemple, la méthode dite suédoise qui suppose que le volume rejeté pour une pluie donnée est égal à la différence entre le volume ruisselé, le volume susceptible d'être traité par la station d'épuration pendant la durée de la pluie et une fraction du volume du système d'assainissement lui-même (pour tenir compte du stockage).

Il existe également des méthodes plus sophistiquées reposant sur une modélisation plus fine de différents processus (accumulation des polluants sur le sol et dans le réseau, érosion et transport lors des événements pluvieux, sédimentation dans les ouvrages de décantation, évolution physico-chimique, voire biologique dans le réacteur complexe que constitue le réseau d'assainissement, etc.).

6.2.7.7 Critères de choix

Le critère principal est lié aux enjeux de l'étude (sensibilité du milieu récepteur, cf [5.2](#), coût des études envisagées et coût des travaux induits, etc.). La principale règle à retenir pour choisir une méthode particulière est que plus la méthode est sophistiquée, plus le nombre de mesures nécessaires est important.

Il est en effet tout à fait illusoire de penser que l'on peut compenser l'absence de mesures locales par une approche de modélisation plus sophistiquée. En pratique, les modèles les plus complets sont très loin d'être des modèles à base physique pour lesquelles les paramètres seraient mesurables ou évaluables a priori. En fait, il s'agit toujours de paramètres qui doivent être calés et, plus le modèle est sophistiqué, plus le nombre de paramètres à caler est important, donc plus le nombre de mesures nécessaires est grand.

De la même façon, il faut bien comprendre que des mesures ne seront pertinentes que si on leur consacre un minimum de moyens. Il est par exemple préférable de faire appel à des concentrations moyennes fournies par la littérature (quitte à tester plusieurs valeurs pour tenir compte des fourchettes assez larges souvent observées, voir [8.3.8.2](#)) plutôt que de faire confiance à des mesures locales faites en trop petit nombre et dans des conditions ne garantissant pas leur qualité.

6.2.7.8 Pour en savoir plus

(Voir [8.3.8](#))

6.2.8 Diagnostic qualité : estimation des impacts des rejets d'un système d'assainissement existant sur les milieux récepteurs

6.2.8.1 Objectifs des études de ce type

L'objectif est d'évaluer l'impact spécifique des rejets de polluants par les différents exutoires d'un système d'assainissement (stations d'épuration, déversoirs d'orage, exutoires eaux pluviales) sur la qualité des milieux récepteurs et sur les usages qui en sont faits. Cette évaluation peut être faite en valeur absolue ou en valeur relative. Il s'agit dans ce dernier cas d'évaluer la part relative des rejets urbains sur la dégradation de la qualité des milieux, relativement aux autres rejets (agricoles, industriels). On peut parfois poser le problème à l'envers et se demander quelle doit être la réduction des rejets de substances polluantes nécessaire pour atteindre une qualité donnée dans le milieu (voir aussi le [chapitre 5](#)).

6.2.8.2 Principes de base

Ces études doivent nécessairement tenir compte de la complexité du fonctionnement des hydrosystèmes qui rend difficile l'appréciation de l'impact spécifique d'un rejet particulier sur un milieu naturel donné. Les difficultés sont à la fois méthodologiques et liées à la difficulté de modéliser les phénomènes.

Sur le plan méthodologique, la qualité globale du milieu résulte d'une multitude de facteurs en interaction. Le même rejet peut donc avoir des conséquences très différentes selon le contexte. Par ailleurs, les dynamiques de réaction des milieux naturels sont très diverses et souvent organisées en cycles (alternance jour/nuit, cycle saisonnier, cycle des principaux nutriments, etc.), ce qui rend difficile la mise en relation des rejets, particulièrement des rejets intermittents, avec la qualité du milieu. Enfin, la notion même de [qualité](#) n'est pas simple à cerner. Elle fait souvent appel à des jugements plus ou moins subjectifs, souvent plus liés à des perceptions visuelles ou à des possibilités d'usages qu'à une appréciation rigoureuse de l'état de santé du milieu.

Les phénomènes en cause sont également nombreux et ressortissent à différents champs scientifiques (physique, mécanique, chimie, biologie). Ils sont encore relativement mal connus et leur modélisation reste relativement simpliste et fortement empirique.

Pour ces différentes raisons, on préférera des modèles simples à des approches trop sophistiquées. L'association de modèles simples à des [mesures](#) physico-chimiques sur les rejets et à des mesures biologiques sur les milieux permet généralement de se faire une première idée des problèmes les plus importants rencontrés sur le milieu.

6.2.8.3 Méthodes conseillées

En pratique, l'évaluation des impacts est faite après l'évaluation des rejets. Sa qualité dépend donc de la qualité de la phase précédente (cf. [6.2.7](#)).

6.2.8.4 Les modèles

Il est impossible de conseiller ici un modèle particulier car la démarche d'étude dépend à la fois du polluant considéré (en particulier de sa biodégradabilité), du type d'impact considéré (toxicité aiguë associée à un effet de choc, toxicité chronique, risques de bioaccumulation, perte d'usage, etc.), de la nature du milieu récepteur (rivière, lac, estuaire, milieu marin), etc (cf. [5.1.3](#)).

Dans beaucoup de cas, un simple calcul de dilution peut être utile pour évaluer la responsabilité spécifique des rejets urbains et la mettre en relation avec la dégradation constatée du milieu (voir [5.2](#)), [voir aussi [8.3.9](#)]

6.2.8.5 Les mesures

Des analyses physico-chimiques et biologiques (indices biotiques) des milieux récepteurs à l'amont et à l'aval des points des rejets constituent souvent des indicateurs indispensables pour évaluer l'impact réel des rejets (cf. [3.3.1](#)). Une chute de l'indice de qualité biologique sur deux tronçons consécutifs d'une rivière peut facilement être interprétée comme un signe d'impact. Si elle n'est pas corrélée à une dégradation physico-chimique de la qualité de l'eau, elle peut être le signe de rejets intermittents (déversoirs d'orage) ou accidentels (rejets industriels). Les analyses de sédiments à l'aval d'un rejet constituent également souvent des indices révélateurs, les polluants étant souvent beaucoup plus concentrés dans les sédiments que dans l'eau (voir [3.3.4](#)).

6.2.8.6 Autres méthodes utilisables

Sans objet.

6.2.8.7 Critères de choix

Le critère principal est lié aux enjeux de l'étude (sensibilité du milieu récepteur, coût des études envisagées et coût des travaux induits, etc.).

6.2.9 Calcul des débits de pointe par temps sec

6.2.9.1 Objectifs des études de ce type

L'objectif le plus fréquent de ce type d'étude est de déterminer les dimensions d'un collecteur d'eau usée. Les autres objectifs possibles sont de construire un hydrogramme journalier type ou d'évaluer les débits de pointe arrivant à une station d'épuration (voir également les fiches 6.2.4 et 6.2.5).

6.2.9.2 Principes de base

Le calcul se fait en deux étapes :

- évaluation du débit journalier moyen d'eau usée en fonction de la population raccordée et de la consommation moyenne journalière d'eau ;
- évaluation du débit de pointe en multipliant ce débit moyen par un coefficient de pointe destiné à tenir compte de la variabilité des rejets au cours de la journée, ou d'un hydrogramme journalier type.

6.2.9.3 Méthodes recommandées

Dans tous les cas, il est exceptionnel que l'on équipe une zone entièrement nouvelle. On a donc tout intérêt à commencer par des mesures permettant de connaître les habitudes locales. En l'absence de mesures on peut utiliser la méthode suivante.

6.2.9.3.1 Évaluation du débit moyen

Concernant les eaux domestiques, les projections faites il y a une dizaine d'années et prévoyant une croissance importante de la consommation d'eau se sont révélées fausses. Les pressions actuelles, tant économiques (augmentation du coût de l'eau, généralisation de la facturation individuelle), que techniques (progrès dans le matériel électroménager) ou environnementales (encouragements à limiter la consommation), conduisent à penser que cette tendance à une stabilisation des consommations va se maintenir. Des valeurs de l'ordre de 100 à 150 litres par jour et par habitant (exceptionnellement 200 l/j/hab) sont donc à retenir, valeurs qui peuvent être affinées par l'analyse des consommations actuelles sur des zones urbaines de même nature.

L'évaluation des débits d'eaux industrielles est plus délicate. En tout état de cause, les eaux industrielles¹⁹ ne devraient être admises que tout à fait exceptionnellement dans les réseaux d'eau usée ou dans les réseaux unitaires. Une bonne stratégie, lors du dimensionnement du réseau, consiste donc à estimer a priori le débit maximum admissible d'eau usée d'origine industrielle et à utiliser ultérieurement cette valeur comme un seuil à partir duquel les eaux ne seront plus [acceptées](#) dans le réseau.

6.2.9.3.2 Évaluation du coefficient de pointe

La formule préconisée par l'Instruction technique de 1977 semble toujours bien adaptée au contexte français.

$$Q_{\text{pointe}} = p \times Q_{\text{moyen}} \quad \text{avec} \quad p = 1.5 + 2.5 / \sqrt{Q_{\text{moyen}}}$$

p étant borné par 1,5 en valeur inférieure et 4 en valeur supérieure, Q_{pointe} et Q_{moyen} étant exprimés en litres/secondes (l/s).

¹⁹ Autres que les eaux usées traditionnelles provenant des entreprises.

6.2.9.4 Autres méthodes utilisables

Différentes formules existent dans le monde, traduisant probablement des différences dans le mode de vie et les habitudes d'utilisation de l'eau. A titre d'exemple, les deux formules suivantes sont souvent utilisées aux États-Unis :

$$Q_{\text{point e}} = 3,93 \cdot Q_{\text{moyen}}^{0,9}$$

$$Q_{\text{point e}} = 6.3 \times \text{Pop}^{-0.1242} \times Q_{\text{moyen}}$$

$Q_{\text{point e}}$ et Q_{moyen} étant exprimés en litres/secondes (l/s) et Pop représentant le nombre d'habitants.

6.2.9.5 Critères de choix

En l'absence de mesures locales, utiliser la méthode recommandée. Si des mesures existent, choisir une formule permettant d'ajuster au mieux les données issues de ces mesures.

6.2.9.6 Pour en savoir plus

Barbier J.-M., Cambon-Grau S., *Baisse des consommations d'eau : identification des causes*. T.S.M. N°6 juin 2000, p. 46-65.

6.2.10 Vérification des conditions d'autocurage par temps sec

6.2.10.1 Objectifs des études de ce type

L'autocurage est l'aptitude d'une conduite d'assainissement à transporter les écoulements qu'elle reçoit sans s'encrasser. L'objectif de ce type d'étude consiste généralement à choisir la pente et les caractéristiques (diamètre, rugosité) à associer à une conduite neuve, à réhabiliter ou à remplacer.

6.2.10.2 Principes de base

En pratique, un bon autocurage impose que la capacité de transport des particules solides soit suffisante pour éviter leur dépôt et leur sédimentation ou pour assurer leur reprise lors d'un cycle journalier ou d'un événement pluvieux. Plusieurs paramètres ont été utilisés dans différents pays et à différentes époques pour établir les conditions minimales censées assurer l'autocurage des réseaux unitaires et séparatifs :

- la pente : c'est le critère le plus simple ;
- la vitesse : c'est le critère le plus souvent employé, il existe de très nombreuses valeurs limites dans la littérature et c'était le critère proposé par l'Instruction technique de 1977 ;
- la contrainte de cisaillement : c'est le critère le plus scientifiquement fondé, mais sa mise en œuvre est plus délicate.

Bien que l'on se contente souvent de vérifier les conditions d'autocurage par temps sec (lorsque le débit, donc la vitesse est minimum), il peut également être intéressant de faire le calcul pour d'autres conditions de fonctionnement. L'utilisation d'un modèle hydraulique (modèle général, voir fiche 6.2.1) permettra de vérifier, pour différentes conditions pluviométriques et de fonctionnement du réseau, que les critères de vitesses d'écoulement et/ou de contraintes de cisaillement sont vérifiées en tout point du réseau.

6.2.10.3 Méthodes recommandées

En pratique, les observations de terrain et les études théoriques des différents paramètres proposés montrent que l'application des critères de vitesse minimale ou de contrainte de cisaillement minimale conduisent à des pentes surdimensionnées pour les conduites de diamètre inférieur à 500 mm, et à des pentes sous-dimensionnées pour les conduites de plus grand diamètre. On constate également que les critères de pose des canalisations et les conditions des travaux de génie civil prennent souvent le pas sur les critères d'autocurage. Par ailleurs, le caractère cohésif des dépôts, les caractéristiques hydrodynamiques des solides et la variabilité des conditions hydrauliques ne sont pas prises en compte dans les recommandations habituelles. Or ces différents facteurs jouent un rôle important dans les processus de dépôts, de sédimentation, d'érosion et de transport des solides, et donc dans l'obtention ou non d'un autocurage. Un des résultats a priori paradoxal des travaux récents est que la capacité de transport solide d'un écoulement est plus élevée en présence d'un léger dépôt que dans la même conduite lisse, et qu'il existe des hauteurs optimales de dépôts en fonction des autres paramètres pris en compte. Autrement dit, pour assurer une capacité de transport solide maximale et un bon autocurage du réseau, il serait parfois judicieux d'y maintenir un dépôt minimal. Ce résultat n'est malheureusement pas systématique et, dans d'autres cas, on a pu observer un développement accéléré du dépôt après la formation d'une couche initiale.

Au vu de ces difficultés, nous proposons de conserver les règles de l’Instruction technique de 1977 et qui sont résumées dans le tableau 25.

Type de réseau	Valeurs à respecter	Règles pratiques
Réseau unitaire ou réseau séparatif eaux pluviales	<ul style="list-style-type: none"> - Vitesse > 0,6 m/s pour un débit égal à 1/10 du débit à pleine section - Vitesse > 0,3 m/s pour un débit égal à 1/100 du débit à pleine section 	<ul style="list-style-type: none"> - Vitesse à pleine section > 1 m/s pour les conduites circulaires - Vitesse à pleine section > 0,9 m/s pour les conduites ovoïdes
Réseau eaux usées	<ul style="list-style-type: none"> - Vitesse > 0,3 m/s pour le débit journalier moyen actuel 	<ul style="list-style-type: none"> - Pente > 4/1000 dans les conduites à l’amont du réseau si possible - Pente > 2/1000 dans les conduites à l’amont du réseau impérativement

Tableau 25.: Conditions d’autocurage à respecter.

6.2.10.4 Autres méthodes utilisables

Quelques valeurs recommandées de vitesse et de contrainte de cisaillement minimales, proposées dans d’autres pays, sont rassemblées dans les tableaux 26 et 27.

Source	Pays	Type de réseau	Vitesse minimale (m/s)	Conditions d’écoulement
ASCE, 1981	USA	Eaux usées	0,6	- Conduite pleine et demi-pleine
		Eaux pluviales	0,9	- Conduite pleine et demi-pleine
BSI, 1986	Royaume-Uni	Unitaires et pluviaux	1,0 0,75	- Conduite pleine - Au moins 1 fois/jour en moyenne
Bielecki, 1982	Allemagne	Tous types	1,5	- Conduite pleine, pour D ≥ 1,0 m
Fair et Geyer, 1961	Allemagne	Tous types	0,6 à 1,0	- Selon la hauteur de remplissage
ATV, 1977	Allemagne	Tous types	0,5	- Conduite pleine
Imhoff, 1932	Allemagne	Tous types	1,0	- A pleine section
			0,5	- Conduite pleine à 20 %

Tableau 26.: Valeurs minimales des vitesses d’écoulement pour l’autocurage préconisées dans différents pays.

Source	Pays	Type de réseau	Contrainte minimale (N/m ²)	Conditions d'écoulement
Lysne, 1969	Norvège	Tous types	2,0 - 3,0	Section trapézoïdale
Lindholm, 1984	Norvège	Unitaires Séparatifs	3,0 - 4,0 2,0	
Scandiaconsult, 1974	Suède	Tous types	1,0 - 1,5	1,5 s'il y a du sable
Yao	USA	Pluvial Eaux usées	3,0 - 4,0 1,0 - 2,0	
Bischoff, 1976	Allemagne	Tous types	2,5	
Maguire	Royaume- Uni	Tous types	6,2	Conduite pleine et demi-pleine

Tableau 27.: Valeurs minimales des contraintes de cisaillement pour l'autocurage préconisées dans différents pays.

6.2.10.5 Critères de choix

Sans objet.

6.2.11 Élaboration du zonage

6.2.11.1 Objectifs des études de ce type

La loi sur l'Eau du 3 janvier 1992 oblige les communes et/ou les groupements de communes à délimiter des [zones d'assainissement](#), qui ont vocation à être ensuite prises en compte dans les [PLU](#) ou les CC. Quatre types de zones sont à considérer. Le premier type correspond aux zones d'assainissement [collectif](#), où les communes doivent assurer la collecte des eaux usées domestiques, le stockage, l'épuration et le rejet ou la réutilisation de l'ensemble des eaux collectées. Le second concerne les zones relevant de l'assainissement [non collectif](#), où elles sont seulement tenues, afin de protéger la salubrité publique, d'assurer le contrôle des dispositifs d'assainissement et, si elles le décident, leur entretien. Le troisième se rapporte aux zones où des mesures doivent être prises pour [limiter l'imperméabilisation](#) des sols et pour assurer la maîtrise du débit et de l'écoulement des eaux pluviales et des eaux de ruissellement. Enfin, le quatrième type intéresse les zones où il est nécessaire de prévoir des installations pour assurer la collecte, le stockage éventuel et, en tant que de besoin, le traitement des eaux pluviales et de ruissellement lorsque la [pollution](#) qu'elles apportent au milieu aquatique risque de nuire gravement à l'efficacité des dispositifs d'assainissement.

Les contraintes issues du zonage doivent être portées à connaissance lors des études de planification urbaine et en particulier lors de l'élaboration des PLU ou des CC.

6.2.11.2 Principes de base

L'élaboration du zonage doit être considérée comme une phase essentielle de l'élaboration de la stratégie d'assainissement de la collectivité. La définition correcte des zones conditionnera en effet totalement le choix des solutions techniques qui pourront être utilisées. Les principes de base à adopter sont les suivants :

- toute zone pour laquelle une solution économiquement acceptable d'assainissement collectif est impossible à mettre en œuvre doit être déconseillée à l'urbanisation ou traitée en assainissement non collectif ;
- la différenciation entre les zones interdites à l'urbanisation et celles traitées en assainissement non collectif doit se faire en fonction de l'aptitude des sols à recevoir des rejets provenant d'installations d'assainissement non collectif ;
- l'utilisation des zones de type 3 (limitation des apports pluviaux) doit être généralisée. La déconnexion des eaux pluviales doit en effet être considérée comme une priorité, tant en terme de lutte contre la pollution des milieux récepteurs que comme élément de limitation des risques d'inondation.

6.2.11.3 Méthodes conseillées

6.2.11.3.1 Zonage assainissement

- Élaboration de cartes d'aptitude des sols à l'assainissement autonome.

6.2.11.3.2 Zonage pluvial

La législation impose aux collectivités (CGCT article L [2224-10](#)) la délimitation après enquête publique :

- des zones où des mesures doivent être prises pour limiter l'imperméabilisation des sols et pour assurer la maîtrise du débit et de l'écoulement des eaux pluviales, que l'on appellera *zonage ruissellement* dans la suite du document ;
- des zones où il est nécessaire de prévoir des installations pour assurer la collecte, le stockage éventuel et, en tant que de besoin, le traitement des eaux pluviales et de ruissellement lorsque la pollution qu'elles apportent au milieu aquatique risque de nuire gravement à l'efficacité des dispositifs d'assainissement, que l'on appellera *zonage pollution* dans la suite du document.

Cette disposition est reprise dans les textes concernant les PLU (article [L123-1](#) du code de l'urbanisme).

La réalisation d'un tel zonage ne présente pas de difficultés particulières et constitue une étape fondamentale car elle conduit à la mise en place d'outils réglementaires permettant d'imposer aux aménageurs des contraintes sur les débits et volumes rejetés.

D'un strict point de vue réglementaire, il s'agit de produire un document délimitant des zones où des contraintes sur la maîtrise des débits et volumes des eaux de ruissellement produites par l'urbanisation seront imposées. Cependant, pour être plus opérationnel, il convient d'aller plus loin en étudiant l'aptitude des sols à infiltrer les eaux pluviales de manière à orienter les solutions techniques à mettre en œuvre. De ce point de vue, il existe des recouvrements avec le zonage assainissement non collectif.

La réalisation d'une étude de zonage repose sur :

- l'élaboration d'un diagnostic du fonctionnement hydraulique du réseau d'assainissement ;
- l'évaluation des besoins futurs en regard des nouvelles production d'eaux de ruissellement ;
- l'élaboration de recommandations (à proposer au Maître d'ouvrage) sur les débits et volumes admissibles vers les systèmes d'évacuation des eaux pluviales et d'une cartographie.

On procède par itérations successives et dans la grande majorité des cas, on aura recours à l'utilisation d'outils de simulations numériques permettant de tester différentes hypothèses et scénarios. Il est d'ailleurs intéressant d'insérer cette étude spécifique dans le cadre d'un diagnostic global du système d'assainissement. Voir à ce sujet les fiches [6.2.1](#) à [6.2.7](#).

Il convient de souligner que ce zonage ne concerne que les inondations liées à des débordements des réseaux d'assainissement qu'ils soient unitaires ou séparatifs. Il n'a donc généralement que peu de liens avec l'élaboration des PPR (Plan de Prévention des Risques).

L'étape de diagnostic du fonctionnement hydraulique du réseau d'assainissement permet d'identifier les insuffisances hydrauliques, de les localiser et de les quantifier. Cette partie est assez similaire à celle d'un diagnostic classique d'un système d'assainissement et peut donc être conduite dans ce cadre.

Une fois que les bassins versants responsables des insuffisances existantes ou potentielles ont été identifiés, et dès lors que les solutions de type curatif s'avèrent insuffisantes, les zones où sont situés ces bassins versants passeront en zones où l'imperméabilisation doit être contrôlée.

Il faut alors fournir les éléments permettant de définir les contraintes hydrauliques à imposer sur ces secteurs. Ces valeurs seront obtenues à l'aide du modèle par des itérations successives jusqu'à arriver à une situation satisfaisante du point de vue de la maîtrise des eaux de ruissellement. Il résultera de ce processus soit des valeurs de débit spécifique (l/s/ha) en prenant en compte de préférence la surface

Contrairement au zonage assainissement collectif/ non collectif, les zonages pluvial ont longtemps été laissés de côté alors qu'il s'agit d'un point fort d'une politique de développement durable des collectivités.

totale aménagée associée à la pluie de référence prise dans le cadre de l'étude, soit un coefficient d'imperméabilisation apparent permettant de satisfaire les conditions hydrauliques. Cette analyse sera conduite pour chaque zone de manière à ce que dans les documents d'urbanisme, on puisse fixer une contrainte à imposer aux aménageurs.

Pour rendre cette démarche encore plus opérationnelle, il est souhaitable d'enrichir ces documents d'une carte des zones favorables à l'infiltration et si possible d'une carte des perméabilités et de la piézométrie de surface. Ces informations pourront donner facilement des éléments de choix quant aux techniques compensatoires à mettre en œuvre.

6.2.11.4 Autres méthodes utilisables

Sans objet.

6.2.11.5 Critères de choix

Sans objet.

6.2.11.6 Pour en savoir plus

Document technique FNDAE n° 21, 1998

Études préalables au zonage d'assainissement. Guide méthodologique à l'usage des techniciens. Paris, éditions Cemagref.

*Il est indispensable, lorsque les résultats des études sont disponibles, de les introduire dans le **porter à la connaissance** fourni par l'État afin qu'ils soient pris en compte lors de l'élaboration ou de la révision du plan local d'urbanisme. En effet, la voie efficace est la transposition de ce zonage ruissellement dans le règlement d'urbanisme de la collectivité, c'est-à-dire dans son document d'urbanisme.*

6.2.12 Élaboration du programme d'assainissement

6.2.12.1 Objectifs des études de ce type

L'obligation pour les communes d'établir un programme d'assainissement est inscrite à l'article [R 2224-19](#) du CGCT, issu du décret n° 94-469 du 3 juin 1994 relatif à la collecte et au traitement des eaux usées, qui est la traduction en droit français de la directive européenne n° 91-271 du 21 mai 1991 concernant le traitement des eaux résiduaires urbaines.

Cette directive a par ailleurs introduit le concept d'agglomération reposant sur la notion de bassin versant d'assainissement. L'agglomération correspond à une zone dans laquelle la population et/ou les activités sont suffisamment concentrées pour qu'il soit possible de collecter les eaux usées par un système d'assainissement collectif et de les raccorder à un système d'épuration unique. Il revient au préfet de délimiter géographiquement les agglomérations, après avis des communes concernées. Des [cartes d'agglomération](#) doivent ainsi être établies, et faire l'objet d'un arrêté préfectoral. Concrètement, on est amené à penser qu'une agglomération (au sens urbain du terme) présentant plusieurs stations d'épuration sera divisée en plusieurs agglomérations (au sens de l'assainissement).

Le [programme d'assainissement](#) est obligatoire pour les communes dont le territoire est compris dans une agglomération produisant une charge brute de pollution organique supérieure à 120 kg par jour (soit 2 000 équivalents-habitants). Il est précisé que lorsque l'agglomération comporte plusieurs communes, celles-ci devront élaborer conjointement le programme d'assainissement. L'existence préalable d'une structure de coopération intercommunale ayant en charge les problèmes d'assainissement facilitera la démarche, dans la mesure où le territoire de l'agglomération correspond à celui de la structure intercommunale. Ce programme est établi en respectant les obligations légales en la matière. Il doit par ailleurs être conforme aux [objectifs de réduction](#) des flux de substances polluantes fixés par arrêté préfectoral pour chaque agglomération susceptible de produire une charge de pollution organique supérieure à 120 kg/j.

Le programme d'assainissement ne doit cependant pas être conçu comme la simple réponse à une obligation réglementaire. Il doit constituer la base de travail du maître d'ouvrage en matière de connaissance du système d'assainissement (étape de diagnostic), de stratégie de gestion des eaux (cf. [1.2.3](#)), de planification des actions et de suivi (voir à ce sujet la fiche [6.2.13](#)).

6.2.12.2 Principes de base

L'élaboration du programme d'assainissement passe par la réalisation d'un diagnostic du couple réseau d'assainissement – station d'épuration prenant en compte également les eaux pluviales (étude-diagnostic).

Le programme contient l'indication des moyens à mettre en œuvre pour assurer le respect des obligations légales et pour atteindre les objectifs de réduction des flux polluants fixés par le préfet. Il comporte également un échéancier des opérations à réaliser. Ce document doit être approuvé par le conseil municipal. Si plusieurs communes sont concernées, il doit être adopté dans les mêmes termes par chacun des conseils municipaux.

Les délais de mise en place des programmes d'assainissement sont conditionnés par l'établissement des cartes d'agglomération et des documents d'objectifs. La réalisation des programmes dépend des échéances fixées aux communes pour collecter et traiter les eaux usées (articles R 2224-11 à 16 du CGCT) ces échéances étant fonction des flux de matières organiques produits et de la sensibilité du milieu récepteur.

Flux en DBO5	Équivalent-habitants	Zones concernées	Échéances de collecte	Échéances de traitement
< 120 kg/j	< 2 000	Toutes zones	Aucune	31/12/2005
120 à 600 kg/j	2 000 à 10 000	Toutes zones	31/12/2005	31/12/2005
600 à 900 kg/j	10 000 à 15 000	Zones non sensibles	31/12/2005	31/12/2005
> 600 kg/j	> 10 000	Zones sensibles	31/12/1998	31/12/1998
> 900 kg/j	> 15 000	Zones non sensibles	31/12/2000	31/12/2000

Tableau 28.: Échéances de collecte et de traitement des eaux usées fixées par le décret 94-469 du 3 juin 1994 (reportées au CGCT, articles R 2224-11 à 16).

6.2.12.3 Méthodes conseillées

La démarche passe par trois étapes successives :

- étude-diagnostic ;
- définition du programme d'action ;
- programmation des actions dans le temps.

6.2.12.4 Étude-diagnostic

(voir aussi [2.4.3](#))

L'étude-diagnostic doit être très complète et porter à la fois sur le réseau de collecte et sur la station d'épuration. Elle doit porter à la fois sur le structurel (connaissance de l'état du système) et sur le fonctionnel (connaissance du fonctionnement du système). Le diagnostic de fonctionnement doit être conduit par temps sec et par temps de pluie. Enfin, l'étude-diagnostic doit prendre en compte le devenir des déchets solides (produits de curage et boues de station :fiche [6.2.31](#)). Voir les fiches [6.2.2](#), [6.2.3](#), [6.2.4](#), [6.2.5](#), [6.2.6.1](#) et [6.2.7](#) sur les méthodes à mettre en œuvre pour conduire ce diagnostic.

6.2.12.5 Définition du programme d'actions

(voir aussi [2.4.4](#) et [2.4.5](#))

L'étude-diagnostic, s'ajoutant à l'exploitation de l'ensemble des données et des perspectives d'évolution de l'agglomération et de ses relations avec son environnement, permet de poser les hypothèses sur lesquelles le programme d'assainissement sera élaboré :

- volumes des effluents et charges polluantes destinées à être collectées ;
- rendements minima à atteindre pour la collecte et pour l'épuration des eaux usées pour respecter les objectifs fixés par l'arrêté préfectoral ;
- pluviosité sur la base de laquelle seront fixées les caractéristiques du système d'assainissement ;
- insuffisances des structures actuelles de l'assainissement (réseaux d'eaux usées et réseaux d'eaux pluviales, stations d'épuration existantes, assainissements autonomes) pendant les périodes de temps sec et pendant les périodes de pluie ;
- insuffisances des structures d'accueil des sous-produits de l'assainissement ;
- nature et importance des travaux à réaliser.

La réflexion doit être menée de façon conjointe avec les autres acteurs du développement urbain. Il est en effet nécessaire de bien mesurer les marges de manœuvre possibles pour une gestion simultanée de l'urbanisation (en particulier de son extension) et des eaux pluviales et usées.

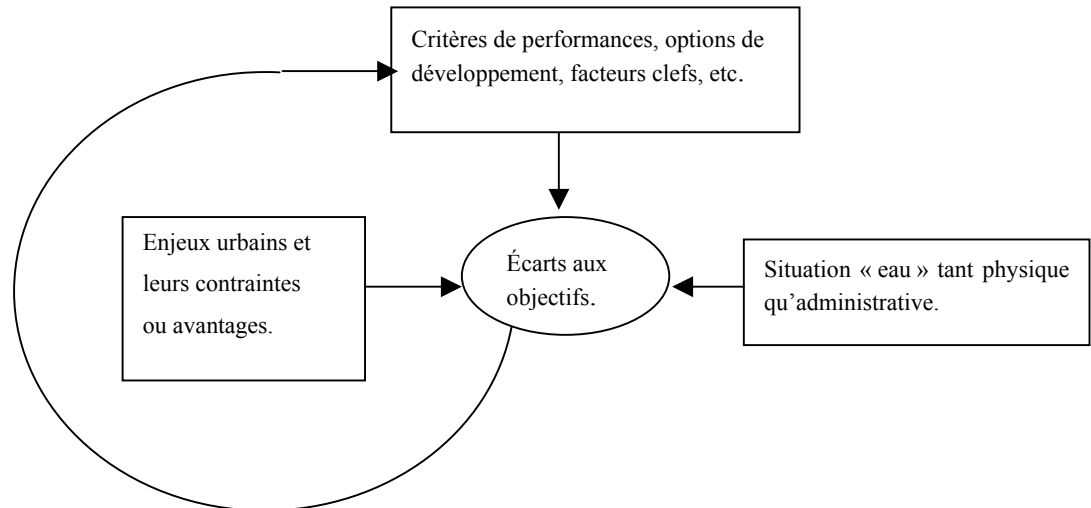


figure6: élaboration d'un programme d'assainissement « intégré »

En particulier, les caractéristiques du système technique concerné et de sa gestion doivent permettre d'aborder l'établissement du programme d'assainissement sur la ville et son extension :

- soit en termes globaux : peut-on fonder une politique d'application des techniques alternatives, de développement structurel de système, de modernisation et de réhabilitation, de gestion d'ensemble ? Sinon quelles autres solutions sont-elles envisageables ?
- soit en termes particuliers : peut-on préciser les modalités de gestion de chaque procédure importante (servitudes, démarche qualité, nouveaux branchements, « rendre compte » obligatoires tels ceux du rapport annuel ou de l'autosurveillance).

Le croisement des contraintes et des atouts du site avec, d'une part, l'urbanisation existante, et d'autre part, les projets déjà esquissés pour son extension, ainsi que la démarche des différents acteurs, permet d'envisager une ou plusieurs structurations possibles de l'espace. Après avoir écarté les solutions d'assainissement que l'on ne peut pas mettre en œuvre (étude de leur faisabilité), **plusieurs scénarios peuvent s'offrir** tant pour la restructuration du système d'assainissement existant que pour l'aménagement des éventuelles nouvelles zones à urbaniser.

Pour chacun de ces scénarios, on examine :

- son intégration dans l'approche « eau » du bassin versant ;
- ses impacts prévisibles ;
- ses données techniques au sens strict (débits et flux gérés et à gérer dans le futur, risques et potentialités actuels et futurs) ;
- son coût prévisionnel, tant en investissement qu'en entretien.

6.2.12.6 Programmation des actions

Une fois le scénario choisi, la programmation consistera alors à :

- prévoir l'évolution des structures d'assainissement à court et moyen termes en prenant en compte les prévisions de l'urbanisation future inscrites aux documents locaux d'urbanisme, et en envisageant

Cas de l'assainissement non collectif :

La loi sur l'eau fait obligation aux collectivités d'assurer le contrôle de l'assainissement non collectif. Les collectivités locales ont un rôle déterminant à jouer pour la réhabilitation de ce mode d'assainissement, notamment en :

- assurant l'information des usagers sur l'enjeu d'un assainissement non collectif de qualité ;*
- délimitant et faisant connaître les zones relevant de l'assainissement non collectif ;*
- incitant à la remise en état des installations existantes par leur contrôle ;*
- veillant, en collaboration avec les instances départementales et la profession des vidangeurs, à l'organisation d'un réseau de collecte et de traitement économiquement viable ;*
- le cas échéant, en prenant en charge l'entretien des installations existantes (comme le permet la loi sur l'eau).*

Dans ce cadre, le programme d'assainissement doit permettre au maire de mieux connaître la nature des prestations que pourra assurer la commune en zone d'assainissement non collectif (contrôle technique seul ou le cas échéant, entretien).

plusieurs solutions alternatives (mise en séparatif des nouveaux réseaux, limitation des débits de pointe, etc.) ;

- établir un programme pluriannuel chiffré (et des variantes) de travaux cohérents en fonction de l'efficacité vis-à-vis de la réhabilitation des réseaux et de la protection des divers milieux récepteurs ;
- fournir les indications sur la gestion des réseaux, des ouvrages d'épuration et de traitement des sous-produits afin d'en optimiser le fonctionnement ;
- réaliser une évaluation sommaire mais réaliste des investissements, des coûts d'entretien et de fonctionnement et des amortissements correspondants.

Sans vouloir définir un programme type d'investissement à mettre en place dans toutes les agglomérations, il est possible de proposer la démarche générale suivante dans la perspective d'une reconquête de la qualité du milieu naturel:

- réaliser dès que possible les ouvrages et équipements qui s'imposent de manière évidente (suppression de rejets directs de temps sec, réglage des déversoirs, mise à niveau de la station d'épuration, mise en œuvre d'une politique de limitation des débits de ruissellement par une maîtrise de l'urbanisation ou la mise en place de techniques alternatives, réduction des eaux parasites) ;
- parallèlement, surveiller le fonctionnement hydraulique de l'ensemble du système d'assainissement, de façon à évaluer ses réactions aux différentes situations météorologiques du cycle annuel ;
- au terme de cette analyse, et dans une seconde étape, déterminer les équipements de stockage à installer dans le système d'assainissement, pour y accepter les pluies faibles (fréquence de retour de l'ordre en général de la pluie mensuelle) ;
- après examen des résultats obtenus, et poursuite de la mise en observation, élaboration d'une stratégie plus ambitieuse de réduction des flux polluants, la priorité de réalisation étant établie en fonction du coût de l'unité de pollution éliminée correspondant à chaque équipement ou ouvrage (ratio coût/efficacité vis-à-vis du milieu récepteur).

Rappelons qu'une approche globale au niveau d'un bassin versant du milieu récepteur sera nécessaire pour garantir la cohérence des actions entreprises dans ce cadre, en liaison avec les documents de planification existants (SDAGE, SAGE, schémas directeurs d'assainissement, schémas d'urbanisme, etc.).

6.2.12.7 Autres méthodes utilisables

Sans objet.

6.2.12.8 Critères de choix

Sans objet.

6.2.13 Suivi de la mise en œuvre du programme d'assainissement

6.2.13.1 Objectifs des études de ce type

Le programme d'assainissement constitue la base de travail du maître d'ouvrage en matière de connaissance du système d'assainissement, de définition de stratégie de gestion des eaux, de planification des actions, mais aussi de suivi. Il est donc essentiel de mettre en œuvre une procédure pérenne permettant de connaître d'une part l'état d'avancement des actions prévues dans le programme et d'autre part l'efficacité réelle de ces actions de façon à éventuellement les remettre en cause.

6.2.13.2 Principes de base

Le principe de base consiste à mettre en place un tableau de bord regroupant les différents indicateurs reconnus comme pertinents pour mesurer :

- le niveau de mise en œuvre du programme,
- la qualité du service rendu aux usagers.

6.2.13.3 Méthodes conseillées

Il est très difficile de définir des indicateurs indépendamment du contexte local. Il est toutefois possible de décrire les qualités qu'ils doivent présenter et de donner des exemples d'indicateurs possibles.

6.2.13.3.1 Qualité des indicateurs

Un bon indicateur doit présenter les quatre qualités suivantes :

- être représentatif : l'indicateur doit mesurer une performance considérée comme importante par les différents acteurs ;
- être mesurable : la valeur de l'indicateur doit pouvoir faire l'objet d'une évaluation aussi objective que possible, ceci avec des moyens (humains, financiers, matériels, etc.) supportables par le maître d'ouvrage ;
- être sensible : il est nécessaire que la valeur de l'indicateur évolue de façon visible au cours de la mise en œuvre du programme ;
- être compréhensible : il est indispensable que les différents acteurs comprennent la signification de l'indicateur mais aussi sachent interpréter sa valeur (ou la variation de sa valeur).

Les listes ci-dessous ne sont bien évidemment fournies qu'à titre d'exemple dans le but d'illustrer les différentes possibilités. Elles devront être adaptées à chaque cas particulier.

6.2.13.3.2 Indicateurs susceptibles de permettre de mesurer le niveau de mise en œuvre du programme :

- nombre de raccordés à la station d'épuration ;
- nombre de personnes concernées par la mise en place du SPANC ;
- capacité hydraulique de la station d'épuration ;
- rendement de la station d'épuration pour différents indicateurs de pollution ;
- masse annuelle de polluants rejetée par la station d'épuration ;
- longueur de collecteurs effectivement construite ;
- pourcentage de réalisation du programme de construction de nouveaux collecteurs ;
- pourcentage des dépenses prévues effectivement réalisées ;

- pourcentage de réalisation du programme de construction d'ouvrages de stockage ;
- surface imperméable déconnectée du réseau ;
- nombre de mauvais branchements ;
- longueur de réseau réhabilité ;
- etc.

6.2.13.3.3 Indicateurs mesurant l'efficacité du service rendu :

- nombre de rejets annuels par les déversoirs d'orage ;
- volume total moyen annuel rejeté (ou masse annuelle de polluants) ;
- classe de qualité du milieu récepteur à l'aval des rejets ;
- nombre de jours de déclassement en dessous du niveau de référence ;
- concentration moyenne ou maximum en polluant d'un type donné ;
- indice global de qualité du milieu (IQBG²⁰ par exemple) ;
- nombre moyen annuel de jours d'interdiction de baignade (ou de limitation de tout autre usage) ;
- taux de satisfaction des pêcheurs (ou autres catégories d'usagers quand à la qualité du milieu récepteur) ;
- volume total débordé pour différentes pluies de référence ;
- nombre de personnes directement concernées par les débordements induits par les différentes pluies de référence ;
- espérance mathématique du coût des dégâts sur une période de référence ;
- nombre annuel de plaintes des usagers ;
- surface des ouvrages d'assainissement ouverts au public ;
- masse de boue revalorisée ;
- coût moyen de l'assainissement par usager ;
- etc.

6.2.13.4 Autres méthodes utilisables

Sans objet.

²⁰ Indice de qualité biotique générale

6.2.14 Mise en place de l'autosurveillance

6.2.14.1 Objectifs des études de ce type

L'autosurveillance est l'obligation faite à l'exploitant de surveiller en permanence la qualité des rejets des systèmes d'assainissement dont il est chargé. Cette notion a été introduite en droit français par le décret n° 94-469 du 3 juin 1994, et complétée par l'arrêté du 22 décembre 1994 *fixant les prescriptions techniques relatives aux ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées*. En particulier, l'arrêté précise :

L'exploitant du système d'assainissement, ou à défaut la commune, doit mettre en place un programme d'autosurveillance de chacun de ses principaux rejets et des flux de ses sous-produits. Les mesures sont effectuées sous sa responsabilité.

La nature et la fréquence minimale des mesures et des analyses sont fixées par les annexes 1 et 2.

L'autosurveillance concerne en particulier les rejets des stations d'épuration, les rejets des déversoirs d'orage et les produits de curage et de décantation.

6.2.14.2 Principes de base

La mise en place de l'autosurveillance repose de façon prioritaire sur la mise en place de [capteurs](#) dans le système d'assainissement. Cependant, dans de nombreux cas, le nombre de points de rejets à contrôler (déversoirs d'orage situés à l'aval de bassins versants drainant une population de plus de 10 000 EH) est très important. Cette contrainte peut interdire, pour des raisons économiques, la mesure directe systématique de tous les points de rejets.

Par ailleurs, comme signalé en [6.1.1](#), l'autosurveillance ne doit pas être considérée comme une activité uniquement de nature réglementaire déconnectée des autres activités de gestion du système d'assainissement. Bien au contraire, cette obligation doit être considérée comme une opportunité pour mettre en place un dispositif destiné à améliorer de façon continue la connaissance du système d'assainissement et de son fonctionnement. Le dialogue entre les collectivités locales et les services chargés de la police des eaux devrait donc être permanent de façon à adapter les méthodes de suivi et de diagnostic aux progrès de la connaissance du fonctionnement du réseau.

6.2.14.3 Méthodes conseillées

Quelles que soient les conditions locales, et en particulier le nombre d'exutoires à surveiller, il est toujours souhaitable de développer une méthodologie associant métrologie et modélisation. L'utilisation de la seule métrologie, même lorsque le nombre de points de rejets n'est pas trop important, ne permet en effet pas de surmonter tous les obstacles : panne des appareils, difficultés d'interprétation des résultats, identification de l'origine des flux observés, prévision du fonctionnement dans des conditions non observées, etc.

En pratique, l'autosurveillance doit constituer pour le maître d'ouvrage l'un des outils de base lui permettant d'évaluer la qualité du service rendu par le système d'assainissement et son évolution en fonction des travaux qu'il réalise ou des stratégies de gestion qu'il développe. Voir en particulier à ce sujet la fiche [6.2.13](#).

L'exploitation des résultats (évolution des flux rejetés, des volumes traités, des rendements, etc.) doit permettre de constituer des tableaux de bord permettant de mesurer l'efficacité des actions entreprises.

Conçue dans ce sens, l'autosurveillance doit reposer sur un modèle complet du système d'assainissement permettant d'intégrer l'ensemble des connaissances acquises sur son fonctionnement.

Cette stratégie suppose que l'acquisition des données est autant (sinon plus) faite dans le but de caler le [modèle général](#) que de fournir des informations directement exploitables pour évaluer les rejets. Les conséquences de ce choix peuvent être importantes sur le choix de l'emplacement des capteurs. Par exemple, il peut être préférable de mesurer les flux produits par les bassins versants plutôt que les flux rejetés ou de mesurer la qualité des effluents dans les collecteurs principaux plutôt que celle des flux rejetés par les déversoirs d'orage. Cette solution n'exempte cependant pas les collectivités (article 7 de la circulaire du 6 novembre 2000 qui définit les sanctions applicables aux infractions pour non-respect de la réglementation) de leur obligation d'autosurveillance des rejets.

6.2.14.4 Autres méthodes utilisables

Mesurer uniquement les flux aux différents points de rejets (cf. [8.2.4](#))

6.2.14.5 Critères de choix

Le nombre de points de rejets est le critère principal car il conditionne la possibilité effective de mesurer les flux rejetés par l'ensemble des déversoirs d'orage.

Une bonne entente entre la collectivité locale et les services en charge de la police de l'eau est également nécessaire pour appliquer intelligemment la réglementation.

6.2.14.6 Pour en savoir plus

S.H.F., décembre 2000, *Autosurveillance et mesures en réseau d'assainissement*.

Actes du colloque de Lyon.

6.2.15 Définition des charges de pollution arrivant à la station d'épuration (existante ou à créer)

6.2.15.1 Objectifs des études de ce type

Les études diagnostiques des systèmes d'assainissement permettent de connaître l'état du réseau et son fonctionnement. L'objectif des études de définition des charges de pollution arrivant à la station d'épuration est complémentaire : il s'agit de déterminer à partir de la connaissance du système de collecte (réseaux d'assainissement), les charges de pollution qu'il va falloir traiter à la station d'épuration [existante](#) ou à créer.

Ces charges devront donc être fournies dans la forme (unités, pas de temps, etc.) nécessaire au dimensionnement de ces stations.

6.2.15.2 Principes de base

Notons tout d'abord que, traditionnellement, le dossier de consultation des entreprises pour la construction d'une station d'épuration doit préciser les débits et flux de matières polluantes à traiter en distinguant :

- une situation actuelle prévue pour la date de mise en service de l'installation ;
- une situation prochaine correspondant aux capacités nominales ;
- éventuellement une situation future pour laquelle une extension de l'installation devra être prévue ultérieurement (la connaissance de la situation future doit permettre de mieux prévoir tant les surfaces occupées que les procédés de traitement) ;
- le surplus de pollution et sa fréquence à prendre en compte pour les événements pluvieux ;
- les variations importantes de débit ou de charge, dues aux variations de population ou d'activités industrielles.

Si l'installation doit recevoir des matières de vidange, de curage ou d'autres déchets organiques, le dossier de consultation doit préciser leurs origines, leurs rythmes d'apport, leurs volumes journaliers maximum.

La capacité de traitement de l'installation est alors caractérisée par des débits et charges nominales pour lesquelles sont assurés un ou plusieurs niveaux de traitement conformes aux objectifs de qualité du rejet dans le milieu naturel. Chaque charge journalière nominale correspond à une charge maximale admissible sur les ouvrages des traitements. Suivant la sensibilité du milieu, elle s'exprime en kilogrammes par jour de DBO₅, DCO, MES, NH₄, NK, NO₂, NO₃, PT. A chaque capacité nominale, correspond un seul niveau de traitement. Chaque capacité nominale est au moins égale aux débits et charges de référence correspondant. Ces débits et charges de référence doivent être définis par l'arrêté préfectoral fixant les [objectifs de dépollution](#) de l'agglomération lorsqu'il a été pris, et pris en compte dans le [programme d'assainissement](#). Il s'agit des débits pour lesquels le système de collecte, donc les déversoirs d'orage, ne déversent pas dans le milieu récepteur, mais conservent toutes les eaux pour les amener à la station d'épuration.

Lorsque la charge journalière nominale comprend une partie de la charge polluante de temps de pluie ([niveau 1](#)), cette fraction de temps de pluie correspond soit à une charge supplémentaire instantanée, soit à une charge de restitution liée à la vidange d'un bassin d'orage.

6.2.15.3 Méthodes conseillées

Les **débits journaliers nominaux** exprimés en mètres cubes par jour sont les débits journaliers maximaux d'eaux usées admissibles sur les ouvrages de traitement. Comme pour les charges nominales journalières, ils correspondent chacun à un seul niveau de traitement et se décomposent en un débit maximum journalier de temps sec auquel sera ajouté ou non une fraction de débit maximal journalier de temps de pluie.

Les **débits horaires nominaux** exprimés en mètres cubes par heure sont les débits horaires maximaux d'eaux usées et d'eaux parasites admissibles sur les ouvrages de traitement. Lorsqu'un débit horaire nominal comprend une partie de débit de temps de pluie, cette fraction de temps de pluie correspond soit à un débit supplémentaire instantané, soit à un débit horaire de restitution lié à la vidange d'un bassin d'orage.

Les **charges journalières nominales** sont obtenues en multipliant les débits journaliers par une valeur de concentration. Ces mesures de concentration, sur les différents paramètres qui permettent de caractériser la capacité de l'installation, sont réalisées sur des échantillons non décantés prélevés pendant vingt-quatre heures proportionnellement au débit.

Les **charges journalières nominales, débits journaliers nominaux et débits horaires nominaux** comprennent les charges et débits correspondant aux apports extérieurs (matières de vidange, graisses, matières de curage) si le dossier de consultation prévoit l'apport de ces matières sur l'installation d'épuration.

Les **débits horaires nominaux** permettent le dimensionnement des ouvrages hydrauliques de la station d'épuration comme le poste de relèvement, les prétraitements, les traitements physico-chimiques, les décanteurs, les clarificateurs, les bassins d'orage et les ouvrages de comptage. Un débit journalier supérieur au débit journalier maximum de temps sec pourra être admis sur les ouvrages de traitement si celui-ci ne dépasse pas une valeur limite pendant une période allant de 24 à 48 heures, par exemple, la valeur suivante

$$Q_{\max} = [3 \times (Q_{\text{mts}} - Q_{\text{ecp}})] + Q_{\text{ecp}}$$

avec :

- Q_{mts} = débit moyen de temps sec ;
- Q_{ecp} = débit d'eaux claires parasites.

Pour ce débit, le fonctionnement de l'installation pourra être dégradé au profit d'un rejet global du système d'assainissement plus favorable au milieu récepteur.

Afin de permettre le dimensionnement des ouvrages de traitement biologique, les données suivantes doivent être au minimum précisées :

- les charges, le volume moyen journaliers (sur la semaine de pointe et sur le mois de pointe) ;
- les charges maximales journalières ;
- le volume maximum à admettre pendant 24 ou 48 heures et les charges correspondantes à ce volume (temps de pluie) ;
- le volume et les charges de pointe horaires ;
- la durée de la pointe.

Enfin, dans le cas où les eaux résiduaires à traiter comportent une partie significative de rejets industriels, ou s'il est demandé un niveau de traitement poussé en DCO, NK et NGL, le dossier de consultation devra indiquer les teneurs en pollution soluble non biodégradable (DCO soluble réfractaire et azote organique soluble réfractaire) contenues dans l'eau usée. Les eaux résiduaires doivent ainsi satisfaire aux conditions ci-après pour tout échantillon moyen horaire :

- pH compris entre 5,5 et 8,5 ;

- température inférieure à 25°C ;
 - rH : supérieure à 18 à l'arrivée du collecteur ;
 - concentrations maximales :
 - cyanures libres (exprimés en Cn) inférieurs à 0,5 mg/l ;
 - chrome hexavalent (exprimé en Cr) inférieur à 0,2 mg/l ;
 - somme des métaux lourds (Zn + Pb + Cd + Cr + Cu + Hg + Ni) inférieure à 10 mg/l ;
 - chacun des métaux (Zn, Pd, Cr, Cu, Ni) inférieur à 2,0 mg/l ;
 - mercure (exprimé en Hg) inférieur à 0,2 mg/l ;
 - phénols inférieurs à 5 mg/l ;
 - hydrocarbures totaux (HCT) inférieurs à 30 mg/l ;
- absence d'effet d'inhibiteur de la nitrification supérieur à 20 %.

6.2.15.4 Autres méthodes utilisables

Sans objet.

6.2.15.5 Critères de choix

Les éléments de principes ou de méthodes présentés dans cette fiche sont issus de la recommandation n° T1-2000 aux maîtres d'ouvrages publics pour l'application du fascicule 81 titre II (Conception et exécution des installations d'épuration d'eaux usées) du CCTG applicable aux marchés publics de travaux, édition 2000. Ils devront donc être adaptés en fonction de l'évolution de ce document.

6.2.15.6 Pour en savoir plus

Se référer au fascicule 81 titre II du cahier des clauses techniques générales (CCTG) applicables aux marchés publics de travaux, approuvé par arrêté du 3 janvier 2003.

6.2.16 Évaluation du ruissellement "naturel" d'un bassin versant avant urbanisation

6.2.16.1 Objectifs des études de ce type

De plus en plus souvent il est demandé, lorsque l'on urbanise une nouvelle zone, de faire en sorte que les flux sortant n'excèdent pas ceux qui sortaient avant urbanisation. L'objectif de cette fiche est de faciliter la définition des valeurs décrivant l'état initial, qui serviront de référence.

6.2.16.2 Principes de base

Tout aménagement d'un bassin versant modifie son comportement hydrologique. Il est donc quasiment impossible d'urbaniser un bassin versant sans modifier le régime hydrologique et en particulier le régime des crues. On peut cependant faire en sorte que certaines des composantes de ce régime soit peu affectées par le processus d'urbanisation.

La première question à laquelle il est nécessaire de répondre concerne l'identification des caractéristiques hydrologiques que l'on considère comme fondamentales. Cette identification se fait en précisant trois éléments : le lieu (généralement l'exutoire du bassin versant), la période de retour et la valeur à considérer (débit de pointe en quelques minutes, débit maximum moyen en une heure, volume journalier, etc.).

Du point de vue du gestionnaire du système d'assainissement, la réflexion peut être, de ce point de vue, difficile. Par exemple, se contenter de limiter le débit de pointe peut conduire à généraliser l'usage de petits bassins de retenue, dont les débits de vidange cumulés peuvent entraîner une augmentation des crues à l'aval (voir Figure 7).

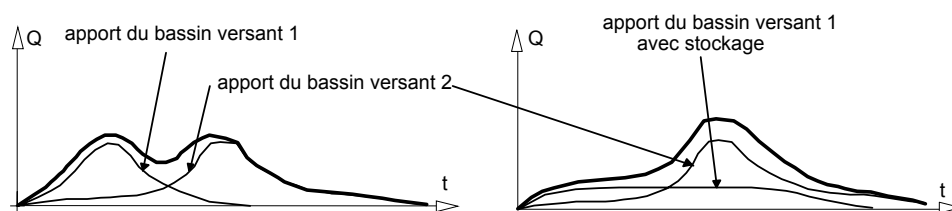


figure7: Exemple de renforcement de la crue à l'aval, dû à la mise en place d'un bassin de retenue.

Une fois identifiées les caractéristiques hydrauliques à ne pas modifier, se présente une deuxième difficulté : comment évaluer les valeurs de référence, c'est-à-dire celles qui existaient avant urbanisation.

6.2.16.3 Méthode conseillée

Comme dans toute étude hydrologique, une approche correcte du problème nécessite de faire appel, dans la mesure du possible, à la mesure et à la modélisation.

En cas de présence d'une station de mesure sur le ruisseau servant d'exutoire à la zone à urbaniser (même à l'aval de celle-ci), l'utilisation des mesures est un moyen simple d'évaluer le débit spécifique du bassin versant (débit produit par unité de surface). Le produit de ce débit spécifique par la surface de la zone fournit une première indication précieuse. Il est cependant nécessaire de s'assurer de l'homogénéité des sols, de leur couverture végétale, de leur pente, etc.. Par ailleurs

un bassin urbain, surtout lorsqu'il est équipé d'un réseau traditionnel de drainage, réagit beaucoup plus rapidement qu'un bassin versant rural ou naturel. Il peut donc être sensible à des pluies de nature différente, susceptibles de se produire durant d'autres saisons que celles qui provoquent traditionnellement des crues.

En l'absence de mesures locales, il est parfois possible d'utiliser des informations provenant de bassins versants géographiquement proches et présentant des caractéristiques (surface, relief, nature et occupation des sols, etc.) voisines.

6.2.16.4 Autres méthodes utilisables

Des méthodes de type Crupedix ou Socose peuvent parfois pallier le manque local de données.

Il est en revanche totalement déconseillé d'utiliser un modèle de calcul des débits correspondant à des bassins urbains (par exemple le modèle de Caquot) avec une imperméabilisation faible. Ce type de modèle est en effet totalement incapable de fournir un ordre de grandeur correct d'un débit produit par un bassin versant de nature complètement différente.

6.2.16.5 Méthode Crupedix

- Cette méthode permet d'estimer rapidement le débit instantané maximal annuel de période de retour dix ans sur un bassin versant rural de taille quelconque (entre 2 et 2 000 km²) situé en France métropolitaine. Elle ne nécessite comme information que la pluie journalière décennale (P₁₀) et la superficie du bassin versant (S).
- Elle repose sur la formule suivante, calée statistiquement sur un grand nombre de bassins versants étudiés en détail, qui permet de relier le Q₁₀ à S et P₁₀ en faisant intervenir un coefficient de correction régional (R).

$$Q_{10} = S^{0,8} (P_{10} / 80)^2 \cdot R \text{ (voir unités et courbes page suivante)}$$

Dans le cas où P₁₀ n'est pas connu on peut l'estimer par la formule suivante :

$$p_{10} = \frac{P_a}{K_t} + 15 \text{ (mm)}$$

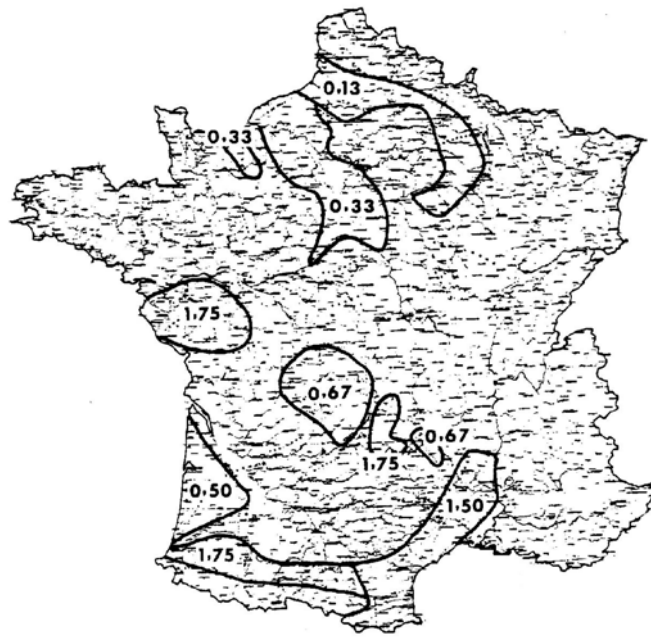
où P_a est la pluie annuelle moyenne et K_t le coefficient des températures.

Les contraintes et limites d'utilisation de cette méthode sont les suivantes :

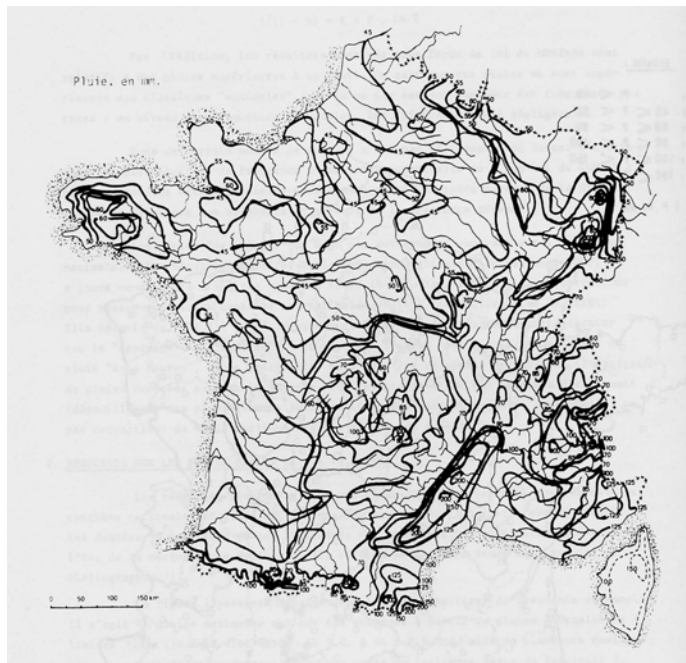
- l'intervalle de confiance (Q/2, 2Q) a une probabilité de 90 % d'encadrer la bonne réponse. L'intervalle de confiance (2Q/3, 3Q/2) a une probabilité de 70 % d'encadrer la bonne réponse ;
- dès que le nombre d'années de mesures est supérieur à sept ans (voire moins si la période observée est humide et riche en crues) le calcul statistique est préférable ;
- la surestimation est fréquente, souvent due aux bassins versants perméables trop isolés pour pouvoir leur affecter un coefficient R spécifique.

6.2.16.6 Pour en savoir plus sur la méthode Crupedix

- Synthèse nationale des crues des petits bassins versants, fascicule 3 : la méthode Crupedix ; Ministère de l'Agriculture (SRAE, DASH, CTGREF), janvier 1980.



Carte du coefficient régional R à utiliser pour le calcul QIXA10 par la méthode CRUPEDIX



Carte des précipitations journalières de fréquence décennale

figure8: Cartes Crupédix

6.2.16.7 Méthode Socose

Cette méthode permet le calcul du débit instantané maximal annuel de période de retour 10 ans à l'exutoire d'un petit bassin versant rural et l'estimation de l'hydrogramme de projet correspondant.

Elle utilise la surface (S en km²) et longueur du chemin hydraulique (L en km) du bassin versant, la pluie décennale journalière (P₁₀ en mm), le coefficient de Montana (b) relatif à la fréquence décennale et valable pour une durée voisine de la durée caractéristique de la crue D, la pluie annuelle moyenne (P_a en mm), la température moyenne (t_a en °C) et un coefficient correcteur ξ donné par des tables.

La méthode est inspirée des méthodes du [Soil Conservation Service](#), mais a été complètement remaniée.

$$QIXA_{10} = \xi \frac{K.S}{1.250^b} \frac{p^2}{15-12p} \text{ avec } p = f(k, b, S, L, P_a, P)$$

Cette méthode s'applique pour des bassins versants de surface comprise entre 2 et 200 km². Elle est relativement peu précise et il est préférable de l'appuyer sur des informations hydrométriques locales.

6.2.16.8 Critères de choix

La logique et le bon sens recommandent d'utiliser plusieurs méthodes afin d'évaluer les incertitudes associées à la valeur de débit préconisée.

6.2.16.9 Pour en savoir plus sur la méthode Socose

Pour appliquer cette méthode, utiliser la référence suivante qui contient tous les éléments nécessaires :

- Synthèse nationale des crues des petits bassins versants, Fascicule 2 : la méthode SOCOSE ; Ministère de l'Agriculture (SRAE, DASH, CTGREF), janvier 1980.

6.2.17 Conception d'un système de gestion des eaux pluviales à l'échelle d'une petite zone amont : choix d'une solution technique adaptée (réseau traditionnel ou autre)

6.2.17.1 Objectifs des études de ce type

L'objectif de ce type d'étude est de choisir la solution technique la mieux adaptée pour gérer les eaux pluviales dans une zone urbaine donnée. Deux familles de méthodes sont traditionnellement opposées : les techniques traditionnelles d'évacuation par réseau et les techniques dites alternatives (ou compensatoires) visant à retarder l'évacuation des eaux de ruissellement et/ou à les infiltrer. Sur les bases de ces principes un grand nombre de techniques peut être envisagé : puits d'infiltration, fossé ou tranchée drainante, bassin de retenue ou d'infiltration, stockage en pied d'habitation, chaussée à structure réservoir, toiture stockante, etc.

Le problème du choix peut être posé depuis l'échelle de l'agglomération ([stratégie générale](#) de gestion des eaux de ruissellement à l'échelle de l'agglomération) jusqu'à celle de la zone urbaine élémentaire (ZAC, lotissement, rue, etc.) [voir aussi [2.3.3](#)].

6.2.17.2 Principes de base

Ce type d'étude intervient dans un contexte d'aide à la décision. Elle ne nécessite pas de modélisation à proprement parler, mais plutôt l'application de règles expertes. Le choix s'effectue généralement en deux étapes : choix de la destination de l'eau (entre réutilisation, infiltration ou évacuation) ; puis choix de la technique la mieux adaptée. En pratique, il est d'ailleurs possible de combiner sur une même zone, les différentes solutions, et notamment de réduire l'évacuation par tuyau grâce à la mise en œuvre de dispositifs visant à déconnecter le maximum de surfaces du réseau afin de limiter les débits évacués et donc les dimensions des tuyaux.

La nécessaire prise en compte de contraintes multiples pour la sélection des techniques adaptées à un projet demande la définition de critères de choix nombreux. Ces critères vont dépendre des techniques elles-mêmes, de leur cycle de vie et de leurs relations avec l'environnement du projet (physique, social, urbanistique, décisionnel, etc.).

Ces critères peuvent être répartis en deux familles :

- critères de faisabilité permettant d'identifier si une solution est techniquement possible ;
- critères de décision permettant une comparaison raisonnée entre plusieurs scénarios admissibles (ensemble de techniques).

6.2.17.3 Méthode conseillée

(voir [2.4](#))

6.2.17.4 Critères de faisabilité techniques

Concernant la faisabilité technique, on pourra s'appuyer sur la grille d'analyse suivante.

On étudiera systématiquement la possibilité d'utiliser des solutions sans tuyau et, sauf cas particulier, on limitera au maximum les volumes et les débits de pointe ruisselés à l'aval.

Critères	Évaluation (les classes contraignantes pour le critère sont en gras)	Incidence des évaluations par rapport aux classes contraignantes
Zone à assainir	Chaussée Bâtiment Espace piéton Parcelle de petite taille Zone importante	
Disponibilité de l'espace	Oui Non	Impossibilité d'utiliser des techniques demandant des surfaces autres que la zone à assainir
Nature du sol propice à la présence d'eau	Oui Non	Pas d'utilisation de techniques d'infiltration
Vulnérabilité des eaux souterraines vis-à-vis des eaux de pluies	Oui Non	Pas d'utilisation de techniques d'infiltration
Niveau des hautes eaux de la nappe	Affleurantes (< 1,5 m) A profondeur moyenne Profondes ou absentes (> 6 m)	Pas d'utilisation de techniques d'infiltration, possibilité d'utilisation de puits d'injection
Risque d'eaux chargées en polluants	Faible Moyen* Important**	(*) Utilisation de dispositif d'épuration (**) Pas d'utilisation de techniques d'infiltration et utilisation de dispositif d'épuration
Portance	Faible (P < 2) Correcte (P ≥ 2)	Pas d'utilisation de chaussée à structure réservoir d'infiltration, ni de techniques linéaires dans le cas de l'assainissement d'une chaussée à trafic lourd
Capacité d'absorption superficielle du sol	Mauvaise (< 10 ⁻⁷ m/s) Correcte (≥ 10 ⁻⁷ m/s)	Pas d'utilisation de techniques d'infiltration
Capacité d'absorption profonde du sol	Mauvaise (< 10 ⁻⁷ m/s) Correcte (≥ 10 ⁻⁷ m/s)	Pas d'utilisation de techniques d'infiltration
Existence d'un exutoire permanent	Possible Impossible	Problème pour assainir la zone à l'aide de techniques de rétention
Risque d'eaux chargées en fines	Non Oui	Nécessité d'un dispositif d'épuration et pas d'utilisation de revêtement drainant
Pente du site (élément à assainir, éventuels espaces disponibles)	Inexistante à faible Moyenne à importante	Pose de cloisons
Trafic	Faible (< T2) Important (≥ T2)	Précautions d'utilisation pour les chaussées à structure réservoir
Existence de zones importantes de cisaillement	Non Oui	Pas d'utilisation de revêtement drainant pour les chaussées à structure réservoir
Niveau des basses eaux de la nappe	Affleurantes ou à profondeur moyenne Profondes ou absentes	Pas d'utilisation de bassins en eau <input checked="" type="checkbox"/> perméables ↻
Apport d'eau permanent	Possible Impossible	Pas d'utilisation de bassins en eau
Altitude	Basse (< 900 m) Élevée (≥ 900 m)	Pas de stockage sur toit
Pente des toits	Faible (< 1 %) Moyenne* Importante (> 5 %)**	(*) Pose de cloisons sur toit (**) Pas de stockage sur toit
Bâtiment compatible avec le stockage de l'eau en toiture	Oui Non	Pas de stockage sur toit

Tableau 29.: Liste de critères discriminants permettant d'appréhender la faisabilité d'un principe de technique, d'après [Azzout et al, 1996].

6.2.17.5 Critères de décision (voir aussi 2.4.5)

Pour choisir la solution la mieux adaptée à un site et à un projet particulier, il sera nécessaire de considérer des critères liés aux aspects suivants :

- l'aménagement : impact paysager, contraintes induites par les solutions sur l'aménagement, possibilités de fonctions de loisirs ;

- l'aspect financier : coût des études préalables (recherche de perméabilité, nature de sol), coût d'investissement, statut juridique des ouvrages (public/privé), rentabilité du scénario par rapport au développement de la zone) ;
- l'efficacité hydraulique : aptitude du scénario à supporter des événements pluvieux exceptionnels, impact en cas de débordement ;
- l'influence du scénario sur la population : changement d'habitudes, gestion des usages multiples, nuisances, risques pour la sécurité des personnes ;
- l'influence du scénario sur l'environnement : aptitude de l'ouvrage à retenir une pollution particulaire chronique, aptitude de l'ouvrage à retenir une pollution dissoute chronique ;
- la mise en œuvre : opérationnalité plus ou moins immédiate de l'ouvrage, aptitude de l'opération à être mise en œuvre et contrôlée facilement ;
- l'entretien et la gestion : fréquence de l'entretien courant, type de matériel, contrôlabilité de l'entretien, récupération et élimination des déchets lors de l'entretien courant, consommation d'énergie, risque pour le personnel d'entretien, dégradation possible de l'ouvrage ;
- le développement à long terme : renouvellement de l'ouvrage, récupération des déchets lors de la réhabilitation.

6.2.17.6 Autres méthodes utilisables

Sans objet.

6.2.17.7 Critères de choix

Sans objet.

6.2.17.8 Pour en savoir plus

Azzout Y., Barraud S., Crès F.N., Alfakih E. 1994. *Techniques alternatives en assainissement pluvial : choix, conception, réalisation et entretien*.

Éditions Lavoisier, TEC & DOC, Paris, 372 p.

6.2.18 Dimensionnement d'un réseau neuf zone amont (tuyau)

6.2.18.1 Objectifs des études de ce type

La décision de choisir une solution par tuyau ayant été prise, il faut ensuite déterminer les dimensions du réseau. L'objectif de ces études est de fixer le couple pente/section à affecter à chaque tronçon de conduite (ou ensemble de tronçons de conduites) drainant une zone urbaine ne recevant aucun apport de l'amont (tête de réseau).

6.2.18.2 Principes de base

La période de retour prise en compte dans les calculs doit être choisie conformément aux décisions du maître d'ouvrage relatives au niveau de protection à assurer (voir la fiche 6.2.3). A défaut, on pourra utiliser la norme [NF EN 752-2](#) relative aux réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments.

6.2.18.3 Méthode conseillée

La méthode de référence consiste à utiliser le [modèle général](#) de la collectivité.

Les critères de choix des modèles sont ceux décrits dans la fiche [6.2.6](#).

Les données pluviométriques à utiliser en entrée seront de préférence constituées par un ensemble de [pluies](#) de référence réelles mesurées sur le site ou sur un site voisin (représentatives de la pluviosité locale). A défaut, un ensemble de pluies de projet.

6.2.18.4 Autres méthodes utilisables

Lorsque les surfaces à drainer et les débits générés sont faibles et que la zone étudiée est située dans un secteur géographique peu sensible aux inondations, le concepteur des travaux à réaliser pourra utiliser des méthodes simplifiées :

- soit la méthode de [Caquot](#) ou la méthode [rationnelle](#),
- soit un modèle détaillé simplifié utilisant les méthodes suivantes :
 - pluie de [projet](#) en entrée,
 - coefficient de ruissellement [constant](#) et modèle du [réservoir linéaire](#), ou modèles équivalents appliqué sur les sous bassins versants,
 - modèle de propagation simplifiée (type [muskingum](#)) appliqué sur les tronçons de réseau.

6.2.18.5 Critères de choix

- [Cas 1](#) : si la zone étudiée a une surface inférieure à 1ha, ou si les calculs montrent que le débit décennal à son exutoire (avant mise en place d'un éventuel dispositif d'écrêtement) est inférieur à 100 L/s, on pourra utiliser une méthode manuelle type Caquot (nota : des caractéristiques locales favorables, en particulier une situation géographique telle que les risques de dégâts soit très faibles en cas d'inondation, peuvent conduire à justifier l'augmentation de ce débit, sans que celui-ci puisse excéder 200 l/s).
- [Cas 2](#) : si la zone étudiée a une surface inférieure à 5ha, ou si les calculs montrent que le débit décennal à son exutoire (avant mise en place d'un éventuel dispositif d'écrêtement) est inférieur à 500 L/s, on pourra utiliser un logiciel de dimensionnement basé sur une méthode détaillée simplifiée (nota : des caractéristiques locales favorables, en particulier une situation géographique telle que les risques de dégâts

soit très faibles en cas d'inondation, peuvent conduire à justifier l'augmentation de ce débit, sans que celui-ci puisse excéder 1 000 l/s).

Dans ces deux cas, le concepteur des travaux à réaliser prendra comme point de départ aval de la ligne piézométrique, et suivant le cas :

- soit le point le plus haut de la voirie publique (point le plus haut de la chaussée et des trottoirs) ;
- soit l'altitude du premier tampon situé en domaine public plus 15 cm (par exemple) ;
- soit le niveau maximal constaté durant les cent dernières années de l'eau dans le cours d'eau aval (si une telle information est disponible).

- Cas 3 : dans tous les autres cas, on utilisera la méthode recommandée.

Dans tous les cas, on pourra justifier une dimension d'ouvrage plus faible en utilisant une méthode plus élaborée que la méthode strictement nécessaire.

6.2.19 Calculs hydrauliques et évaluation de la rugosité

6.2.19.1 Objectifs des études de ce type

Dans de nombreux cas les projeteurs sont amenés à associer à chaque tronçon de conduite une valeur de rugosité : calcul de la ligne d'eau associée à un débit pour évaluer les risques de débordement, dimensionnement d'une conduite, définition des données nécessaires à un logiciel, etc.

Dans le cas des écoulements à surface libre, l'enjeu essentiel est d'établir une relation entre les valeurs de hauteur (donc de section mouillée), de vitesse et de débit.

Le choix correct de ce paramètre en fonction du matériau constitutif de la conduite, de la nature des eaux, des conditions de fonctionnement de l'ouvrage, ... est donc important pour une évaluation pertinente des grandeurs recherchées.

6.2.19.2 Principes de base

Le coefficient de rugosité traduit globalement la plus ou moins grande résistance qu'un tronçon oppose au passage de l'eau. Il a la dimension d'une longueur et permet de calculer les pertes de charge linéaires.

En théorie, ce coefficient dépend essentiellement de la taille et de la forme des aspérités de la paroi. En pratique, les pertes de charge dépendent de nombreux autres paramètres, en particulier :

- les "macro-aspérités" du réseau (branchements, câbles, échelles, etc.),
- la nature des dépôts sur les parois,
- la nature des dépôts sur le fond de la conduite,
- la viscosité de l'eau, elle même fonction de la température et de la présence éventuelle d'autres éléments (MES, autres fluides, ...),
- les turbulences induites par les changements de régime hydraulique (changement de forme, changement de pente, changement de direction, arrivée latérale de débit, ...),
- etc..

Pour ces différentes raisons, il n'est pas toujours simple de choisir une valeur adéquate. En particulier, les valeurs proposées par les fabricants de tuyaux et mesurées dans des conditions de laboratoire n'ayant rien à voir avec les conditions opérationnelles sont systématiquement trop optimistes.

La formulation générale dans le cas des écoulements à surface libre est due à Antoine Chézy qui a montré que dans un écoulement permanent, la vitesse moyenne V répondait à la relation :

$$V = C\sqrt{R_h \cdot J}$$

avec R_h : rayon hydraulique de l'écoulement (m) ;
 J : (ou pente de la ligne de charge) (m/m) ;
 C : coefficient dit de Chezy ($m^{1/2}/s$).

Le coefficient de pertes de charge apparaît dans le calcul du coefficient C , les paragraphes suivants présentent les méthodes permettant d'évaluer sa valeur.

6.2.19.3 Méthode conseillée

La formule la plus couramment utilisée dans le monde pour calculer les pertes de charge linéaires dans le cas des écoulements à surface libre est la formule de Manning-Strickler, qui se met sous la forme :

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/6} \text{ soit } V = C \sqrt{R_h J} = K \times R_h^{2/3} \times J^{1/2}$$

Il s'agit d'une formule empirique, qui, bien qu'elle ne soit pas homogène sur le plan dimensionnel avec la formule de Chézy, donne des résultats très satisfaisants. Nous en conseillons donc l'usage.

Le tableau suivant indique des ordres de grandeur des valeurs du paramètre $K = 1/n$ (coefficient de Manning-Strickler). Ces valeurs correspondent à de bonnes conditions hydrauliques (exemptes de pertes de charge singulières) et il n'est pas rare que les valeurs réelles soient inférieures de 10% à 20% aux valeurs indiquées (voir le paragraphe précédent).

Nature des parois	Coefficient K ($m^{1/3} \cdot s^{-1}$)
Revêtements en mortiers lissés très bien réalisés	85 à 90
Grès - enduit ordinaire	80
Béton lisse	75
Maçonnerie ordinaire	70
Béton dégradé - maçonnerie ancienne - terre battue	60
Rivière régulière en lit rocheux ou berges en terre enherbées	50
Rivière en lit de cailloux - berges en terre dégradées	40
Berges totalement dégradées - torrent transportant de gros blocs	15 à 20

Tableau 30.: Exemples de valeurs du coefficient de Manning-Strickler pour différents matériaux.

6.2.19.4 Autres méthodes utilisables

En France, on utilise encore parfois encore la formule de Bazin :

$$C = \frac{87}{1 + \gamma \sqrt{R_h}}$$

Cette formule ne présente pas d'intérêt particulier par rapport à la précédente.

Il est également possible d'utiliser la formule de Colebrook et White :

$$C = \sqrt{8 \cdot g / \lambda}$$

avec

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{k}{\alpha \cdot R_h} + \frac{\beta}{Re \sqrt{\lambda}} \right]$$

Dans cette relation, g représente l'accélération de la pesanteur, Re le nombre de Reynolds, qui fait intervenir la viscosité de l'eau et k est une mesure moyenne de la taille des aspérités.

Cette dernière relation présente le triple intérêt d'être mieux fondée sur le plan scientifique, de faire apparaître explicitement les grandeurs physiques (taille des aspérités et viscosité de l'eau) et de pouvoir s'appliquer aussi bien en charge qu'à surface libre. En revanche elle est d'un emploi plus difficile.

6.2.19.5 Pour en savoir plus

Le meilleur ouvrage récent sur le sujet est :

Graf W.H., 1993. *Hydraulique Fluviale. Tome 1 : Écoulement permanent uniforme et non uniforme*. Lausanne, éditions Presses polytechniques et universitaires romanes.

6.2.20 Dimensionnement d'un ouvrage de stockage

6.2.20.1 Objectifs des études de ce type

L'objectif de ce type d'étude est de calculer le volume maximum susceptible d'arriver dans un bassin de retenue des eaux pluviales pour une période de retour donnée et d'en déduire le volume de la retenue et la loi de vidange.

Seules sont prises ici en compte des considérations de type hydraulique (protection contre les crues). Voir les fiches 6.2.24 et 6.2.25 pour les éléments de dimensionnement liés aux aspects limitation des flux polluants.

6.2.20.2 Principes de base

La période de retour doit être choisie conformément aux décisions du maître d'ouvrage relatives au niveau de protection à assurer (voir les [niveaux](#) dans la fiche 6.2.3).

6.2.20.3 Méthodes conseillées

La méthode de référence consiste à utiliser le [modèle général](#) de la collectivité.

Les critères de choix des [modèles](#) sont décrits dans la fiche 6.2.6.

Les données [pluviométriques](#) à utiliser en entrée seront de préférence constituées par un ensemble de pluies de référence réelles mesurées sur le site ou sur un site voisin (représentatives de la pluviosité locale). Il est indispensable de tenir compte des pluies longues et des successions de pluies (même séparées par des intervalles de temps de plusieurs heures) pour tenir compte de l'état de remplissage du bassin au début de la pluie.

A défaut, on pourra utiliser un ensemble de pluies de projet. Dans ce cas, il est essentiel de tester des pluies de différentes durées pour une même période de retour. Ce n'est en effet généralement pas la pluie qui provoque le débit maximum à l'exutoire du bassin versant qui générera les volumes les plus importants dans l'ouvrage de stockage.

6.2.20.4 Autres méthodes utilisables

Méthode [des pluies](#) ou méthode [des volumes](#).

6.2.20.5 Critères de choix

On pourra utiliser la méthode des pluies ou la méthode des volumes (avec des données locales de précipitations) dans le cas d'un réseau homogène, sans ouvrage spécial ni autre bassin de retenue à l'amont du bassin de retenue que l'on souhaite dimensionner, à condition que le volume total de la retenue soit inférieur à 500 m³ (volume pouvant exceptionnellement être porté à 1 000 m³ en l'absence de risques importants en cas de dysfonctionnement).

Dans tous les cas, il sera possible de justifier un volume plus faible obtenu en utilisant le modèle de référence.

6.2.20.6 Pour en savoir plus

Service Technique de l'Urbanisme & Agences de l'eau (1994).

Guide technique des bassins de retenue d'eaux pluviales.

Paris, éditions Lavoisier, TEC &DOC, 275p.

6.2.21 Dimensionnement d'un ouvrage d'infiltration

6.2.21.1 Objectifs des études de ce type

L'objectif de ce type d'étude est de déterminer les dimensions à attribuer à un ouvrage d'infiltration destiné à évacuer des eaux pluviales à travers le sol.

6.2.21.2 Principes de base

La période de retour doit être choisie conformément aux décisions du maître d'ouvrage relatives au niveau de protection à assurer.

Concernant la surface d'infiltration, on distinguera les ouvrages d'infiltration recevant des effluents apportés par un réseau d'assainissement et les ouvrages filtrants alimentés directement par le ruissellement :

- pour les ouvrages d'infiltration, on ne prendra généralement en compte²¹ comme surface infiltrante que les parois latérales de l'ouvrage, du fait du possible colmatage rapide du fond ;
- pour les ouvrages filtrants, on pourra prendre en compte la totalité de la surface horizontale de l'ouvrage, à condition que le fond de l'ouvrage soit protégé contre la sédimentation des matières en suspension et contre les apports en matière organique (cas des chaussées à structure réservoir à revêtement de surface poreux ou des fossés drainants séparés de la chaussée par une bande filtrante enherbée).

La capacité d'infiltration du sol sera mesurée sur place par un dispositif adapté et corrigée par un facteur de sécurité égal à 1/2.

Enfin, pour limiter les risques de pollution de la nappe d'eau souterraine, on réservera une profondeur minimale de 1 mètre entre le plus haut niveau de la nappe et le fond de l'ouvrage d'infiltration.

6.2.21.3 Méthodes conseillées

La méthode de référence consiste à utiliser le [modèle général](#) de la collectivité.

Les critères de choix des [modèles](#) sont ceux décrits dans la fiche [6.2.6](#)

Les données pluviométriques à utiliser en entrée seront de préférence constituées par un ensemble de pluies de référence réelles mesurées sur le site ou sur un site voisin (représentatives de la pluviosité locale). Il est indispensable de tenir compte des pluies longues et des successions de pluies (même séparées par des intervalles de temps de plusieurs heures) pour tenir compte de l'état de remplissage du bassin au début de la pluie et éventuellement de sa capacité d'infiltration, susceptible de varier selon les conditions de saturation du sol.

A défaut, on pourra utiliser un ensemble de pluies de projet. Dans ce cas, il est essentiel de tester des pluies de différentes durées pour une même période de retour. Ce n'est en effet généralement pas la pluie qui provoque le débit maximum à l'exutoire du bassin versant qui générera les volumes les plus importants dans l'ouvrage de stockage.

²¹ On pourra prendre en compte la surface entière du fonds pour les chaussées à structure réservoir où l'eau est injectée par des systèmes de drains sauf si les eaux recueillies sont notoirement chargées (réseau unitaire par temps de pluie par exemple). Il en est de même pour les fossés drainants où un géotextile est installé près de la surface de façon à pouvoir être changé facilement en cas de besoin.

6.2.21.4 Autres méthodes utilisables

Dans les cas intermédiaires, on pourra utiliser la méthode [des pluies](#) ou la méthode [des volumes](#).

Il sera également possible pour les petits ouvrages d'utiliser une méthode simplifiée consistant à dimensionner l'ouvrage de façon à stocker la lame d'eau journalière de période de retour choisie. Le volume de stockage (m³) nécessaire est alors égal à :

$$V = C.S.H$$

avec :

- C : coefficient de ruissellement ;
- S : surface du bassin versant (m²) ;
- H : hauteur d'eau journalière correspondant à la période de retour choisie (m).

6.2.21.5 Critères de choix

Cas 1 : ouvrage dont la capacité de stockage est inférieure à 10 m³. Pour ces ouvrages on pourra utiliser la méthode simplifiée à condition de vérifier que l'ouvrage peut normalement se vidanger en vingt-quatre heures.

Cas 2 : ouvrage dont la capacité de stockage est comprise entre 10 et 500 m³ (limite pouvant être exceptionnellement portée à 1 000 m³ à condition qu'il n'y ait pas de risques importants en cas de dysfonctionnement). Pour ces ouvrages, on pourra utiliser la méthode des pluies ou la méthode des volumes (avec des données locales de précipitations) à condition que le réseau drainant le bassin versant soit homogène, sans ouvrage spécial ni autre bassin de retenue à l'amont du bassin de retenue que l'on souhaite dimensionner.

Cas général : dans tous les autres cas on utilisera la méthode recommandée.

Dans tous les cas, il sera possible de justifier un volume plus faible obtenu en utilisant le modèle de référence.

6.2.22 Réutilisation d'une portion de réseau existant

6.2.22.1 Objectifs des études de ce type

L'objectif de ce type d'étude est d'évaluer le débit maximum susceptible de transiter (pour une période de retour donnée) dans un collecteur existant situé à l'aval d'un réseau existant et d'en déduire les modalités pratiques de sa réutilisation.

6.2.22.2 Principes de base

Ce type d'étude est souvent la résultante d'une étude préalable de diagnostic (cf. fiche [6.2.6](#)). On dispose donc généralement d'un modèle permettant de calculer les débits transitant dans le tronçon considéré pour une pluie particulière. Si ce n'est pas le cas, la construction d'un tel modèle représentant la zone amont est indispensable. Pour traiter ce type de problème, on utilisera généralement des méthodes détaillées, et on associera avantageusement modélisation et métrologie. Ce type d'étude nécessite des modèles relativement sophistiqués et ne peut pas être envisagé sans l'aide d'outils informatiques, sauf si on peut mettre en place une campagne de mesure locale (pluie-débit).

6.2.22.3 Méthodes conseillées

Idem fiche [6.2.6](#).

6.2.22.4 Autres méthodes utilisables

Autres choix possibles en cas d'utilisation de modèles détaillés : idem fiche [6.2.6](#)

Il est parfois possible d'utiliser une méthode globale (méthode [rationnelle](#) par exemple), si l'on dispose de mesures locales de bonne qualité.

6.2.22.5 Critères de choix

Il ne sera possible d'utiliser une modélisation globale que s'il n'y a pas d'ouvrages spéciaux (et en particulier de bassins de retenue et de déversoirs d'orage) à l'amont du tronçon considéré, et si l'on dispose de données recueillies sur une durée suffisamment longue (un an est un minimum pour caler un modèle).

6.2.23 Optimisation de l'utilisation des stations d'épuration par temps de pluie

6.2.23.1 Objectifs des études de ce type

La réglementation impose de limiter les rejets d'effluent non traités, y compris pendant les périodes pluvieuses non exceptionnelles. Pour atteindre cet objectif, la solution la plus simple semble donc être l'utilisation des [stations d'épuration](#), qui disposent généralement d'une surcapacité hydraulique leur permettant d'accepter, pendant une période limitée, un débit supérieur à celui qu'elles reçoivent dans les conditions habituelles. L'objectif de ces études est de voir comment il est possible de tirer le meilleur parti de cette surcapacité.

6.2.23.2 Principes de base

Les débits transférés vers la station d'épuration par temps de pluie sont beaucoup plus importants que par temps sec. Par ailleurs, la composition des eaux peut être très différente de celle des eaux de temps sec. Il est de plus important de noter que cette modification de la composition ne peut pas être assimilée à une simple dilution de l'eau usée ; les rapports des [concentrations](#) dans les eaux de temps sec et dans les eaux de temps de pluie sont en effet différents selon les indicateurs.

De ce fait, les eaux transférées par temps de pluie dans les réseaux d'assainissement ont un impact important sur le fonctionnement et le rendement des stations d'épuration, en particulier sur celui des stations d'épuration à boues activées qui sont les plus courantes en France. Entre autres, elles provoquent des perturbations qui peuvent se traduire par :

- des pics de concentration importants en MES dans l'eau rejetée ;
- une légère baisse de rendement sur le traitement de la pollution carbonée ;
- une forte baisse, voire un arrêt, de la nitrification ;
- un stockage des boues dans le clarificateur et, éventuellement, une fuite de ces boues vers le milieu récepteur ;
- des perturbations plus ou moins graves de la filière boues (se traduisant en outre par une difficulté accrue de valorisation agricole).

En l'absence de précautions spécifiques, la qualité du fonctionnement de la station, et en définitive son rendement, peut donc être fortement altérée pendant les pluies et après les pluies. De ce fait, la gestion courante consiste le plus souvent à éviter autant que possible les fuites de boues, sans chercher véritablement à optimiser le traitement. Il est cependant possible d'envisager l'utilisation des stations d'épuration, moyennant certaines précautions. La première d'entre elles consiste à essayer de stocker les effluents dans le système d'assainissement (bassin d'orage, etc.) pendant l'événement pluvieux, de façon à amener le maximum de volume à la station, pendant et après la pluie, ceci sans surcharger la station sur le plan hydraulique, c'est-à-dire en limitant le débit entrant.

Ce système est particulièrement destiné aux réseaux unitaires, ou, du moins, aux réseaux pour lesquels l'augmentation de débit pendant les périodes pluvieuses est trop forte pour être absorbée par la station d'épuration. L'idée de base consiste à stocker l'eau excédentaire pendant la pluie, pour la restituer ultérieurement à un débit compatible avec la capacité de la station. Le stockage dans le système d'assainissement peut se concevoir, soit dans des ouvrages spécifiques (bassins d'orage), soit dans le réseau lui-même. La fiche 6.2.24 explique comment concevoir ce type d'ouvrage.

Cette solution ne constitue cependant pas une panacée. Elle ne présente en effet de l'intérêt que si elle conduit à une diminution effective de la masse totale de

pollution rejetée, ce qui n'est pas systématique pour tous les polluants. En effet, en cas de stockage, la station reçoit, pendant une durée plus ou moins importante, mais en tout cas supérieure à celle de la pluie, un débit plus fort d'effluents dont la concentration est plus faible (du moins pour les matières organiques), que si la station ne recevait que de l'eau usée. Son rendement est donc logiquement affecté et la masse de pollution rejetée par la station augmente. Il est donc tout à fait possible que la masse supplémentaire de pollution rejetée après la pluie par la station soit supérieure à celle que l'on a évité de rejeter pendant la pluie du fait du stockage.

D'autres solutions peuvent être envisagées. En effet la plupart des stations offrent des possibilités non négligeables de traitement des effluents de temps de pluie, à la double condition, d'une part, d'avoir appliqué des règles minimales permettant le traitement des événements pluvieux au moment de la conception et, d'autre part, de respecter des règles d'exploitation précises. Par exemple, les moyens suivants permettent de traiter une quantité maximale des flux polluants aujourd'hui considérés comme prioritaires (DBO, MES, NH₄ et phosphore) avec les types de stations d'épuration les plus courantes en France :

- adapter les dispositifs de prétraitement aux spécificités des rejets urbains de temps de pluie (maille des dégrilleurs, capacité de relèvement, volume des dessableurs, etc.) ;
- améliorer la décantation primaire par adjonction de réactifs ;
- adapter les traitements biologiques secondaires (selon les filières) ;
- recevoir l'épisode pluvieux en situation saine, c'est-à-dire avec une capacité optimale de traitement ;
- gérer la station, pendant l'événement, de manière à maximiser les masses de pollution éliminées.

6.2.23.3 Méthodes conseillées

Aucune méthode précise ne peut être conseillée sur la façon de conduire l'étude. Les règles générales à respecter sont les suivantes :

- s'appuyer sur un diagnostic général de [fonctionnement](#) du système d'assainissement (réseau+station), en considérant tous les rejets (déversoirs d'orage et station d'épuration) [voir [8.3.8](#)];
- simuler différents scénarios, en analysant l'efficacité de chacun à limiter les rejets totaux du système ; pour cette étape, il est conseillé d'utiliser des modèles adaptés de simulation des stations d'épuration, type ASM1, ASM2 ou ASM3.

6.2.23.4 Autres méthodes utilisables

Sans objet.

6.2.23.5 Critères de choix

Sans objet.

6.2.24 Conception et dimensionnement d'un bassin d'orage (en entrée de station ou dans le réseau)

6.2.24.1 Objectifs des études de ce type

Les bassins d'orage ont pour rôle de stocker provisoirement les volumes excédentaires d'eau produits pendant les épisodes pluvieux, de façon à pouvoir les traiter ultérieurement en station d'épuration. Cette solution permet de diminuer les volumes d'eau rejetée sans traitement vers le milieu naturel.

L'objectif des études de ce type est d'optimiser la capacité de stockage de ces ouvrages de façon à en tirer le meilleur parti pour le fonctionnement global du système d'assainissement.

6.2.24.2 Principes de base

Plusieurs principes de base doivent être pris en compte :

- la fixation du seuil correspondant aux pluies faibles qui devront être entièrement traitées en station est clairement de la responsabilité du maître d'ouvrage (voir le [niveau 1](#) dans la fiche 6.2.3). Cette fixation peut néanmoins faire l'objet de négociations avec le service chargé de la police des eaux. Il s'agit de rechercher un compromis entre les aspects techniques, économiques et environnementaux ;
- le volume du bassin doit être cohérent avec la capacité de la station et la capacité de transport des ouvrages ; il est particulièrement nécessaire de veiller à ce que des effluents stockés à l'amont du réseau dans un bassin ne soient pas déversés au déversoir d'orage de protection de la station d'épuration ;
- l'approche doit être globale et prendre en particulier en compte la filière [boue](#) ; les effluents de temps de pluie n'ont en effet pas les mêmes caractéristiques que les effluents de temps sec, ce qui peut influencer sur la qualité des boues produites, et dans certains cas extrêmes restreindre les possibilités de valorisation (par exemple impossibilité de l'épandage agricole si les teneurs en métaux sont trop fortes).

6.2.24.3 Méthodes conseillées

Le dimensionnement d'un bassin d'orage doit tenir compte des capacités de la station, de la durée maximale du stockage (septicité) et de la durée de vidange. Bien que ces éléments doivent être considérés au cas par cas, il est cependant possible de donner quelques indications générales :

- la durée de stockage dans le bassin d'orage ne devrait idéalement pas dépasser 8 à 12 heures, exceptionnellement 24 heures ;

- le débit maximum de vidange du bassin d'orage ne devrait pas être supérieur au débit d'eau moyen arrivant à la station (dilution 1/1), exceptionnellement au double de ce débit (dilution 2/1)²².

Pour la conception proprement dite, on pourra s'inspirer des recommandations du FNDAE, Documentation technique n° 6 publiée en mars 1988 (les bassins d'orage sur les réseaux d'assainissement, expérience acquise à partir des réalisations actuelles). En particulier, il conviendra de réfléchir spécialement :

- au mode de connexion de l'ouvrage au réseau : en série ou en dérivation ;
- à la position du trop-plein par rapport à l'ouvrage de stockage : s'il est à l'amont, ce sont les eaux provenant de l'amont qui seront déversées lorsque le bassin sera plein. S'il est situé à l'aval, le bassin sera parcouru par un flot important qui pourra faire l'objet d'une décantation partielle lors de sa traversée de l'ouvrage. Dans ce dernier cas, il s'agira d'un ouvrage non seulement de stockage, mais également de dépollution par décantation, également évoqué dans la fiche [6.2.25](#);
- au mode de gestion et notamment de nettoyage de l'ouvrage.

6.2.24.4 Autres méthodes utilisables

L'agence de l'eau Rhin-Meuse a depuis de nombreuses années adopté une méthode de dimensionnement proposée au départ par l'Allemagne et le département du Bas-Rhin, fondée sur l'utilisation d'une pluie critique comprise entre 10 et 30 l/s/ha qu'il convient de stocker dans l'ouvrage. Le document technique FNDAE n° 6 de 1988 propose ainsi des règles de dimensionnement de ces ouvrages à partir de cette notion de pluie critique qui ne doit pas être déversée dans le milieu naturel.

Il existe une autre méthode mise au point par l'Allemagne, mais non utilisée en France, sur la prise en compte des masses annuelles de polluants rejetés dans le milieu récepteur. Le dimensionnement des ouvrages de stockage est alors effectué pour n'autoriser que le rejet polluant acceptable par le milieu récepteur étudié. La méthode est présentée en annexe de l'ouvrage de Valiron F. et Tabuchi J.P. (Maîtrise de la pollution urbaine par temps de pluie. État de l'art. Paris : Tec & Doc de Lavoisier, 1992, 564 p.).

L'expérience a toutefois montré que la taille des ouvrages ainsi dimensionnés (typiquement de 20 à 40 m³/ha actif) ne permettait que rarement d'atteindre les objectifs initiaux visés.

6.2.24.5 Critères de choix

Malgré la complexité des phénomènes en jeu, faire des études approfondies pour des petites collectivités est souvent impossible. Il est alors essentiel que la méthode choisie ou au moins la période de retour des pluies à stocker fassent l'objet d'un accord entre les différentes parties (maître d'ouvrage, financeurs, police de l'eau).

²² La recommandation n°T1-2000 pour l'application du fascicule 81-titre II du CCTG (construction de stations de traitement des eaux usées) prévoit que le débit admissible sur les stations est (annexe 2, tableau 8-3) :

$$Q = 3.(Q_{\text{mts}} - Q_{\text{ECP}}) + Q_{\text{ECP}} = 3 Q_{\text{EU}} + Q_{\text{ECP}}$$

Si en temps sec, il arrive ($Q_{\text{mts}} = Q_{\text{EU}} + Q_{\text{ECP}}$), le débit de vidange des bassins qu'on peut diriger vers la station est donc la différence de ces deux valeurs, soit $[2 (Q_{\text{mts}} - Q_{\text{ECP}}) = 2 Q_{\text{EU}}]$. Si Q_{ECP} ne dépasse pas 100 % du débit d'eaux usées Q_{EU} , ce qui est l'objectif de l'Agence Rhin-Meuse par exemple, le rapport de dilution est de 1/1 par rapport au débit arrivant par temps sec (Q_{mts}), mais non par rapport au débit d'eaux usées seul.

6.2.25 Conception et dimensionnement d'un ouvrage de dépollution par décantation (avec ou sans renvoi des effluents vers la step)

6.2.25.1 Objectifs des études de ce type

L'objectif de ce type d'étude est de définir les caractéristiques physiques et géométriques d'un ouvrage dont la fonction sera de retenir en son sein les particules décantables, véhiculant par temps de pluie une grande part des polluants.

La première étape consiste à déterminer les critères d'une bonne interception hydraulique. Dans un deuxième temps, la conception interne de l'ouvrage doit conduire à une rétention efficace des polluants.

Parmi les dispositifs susceptibles de répondre aux objectifs mentionnés ci-dessus, on distingue :

- les ouvrages extensifs tels que les bassins de stockage - décantation ;
- les ouvrages compacts tels que les décanteurs lamellaires avec ou sans adjonction de coagulant-floculant ;
- les combinaisons d'ouvrages.

6.2.25.2 Principes de base

L'étude des volumes et débits en jeu est primordial car elle permet de définir le taux d'interception hydraulique. Quant à l'efficacité de la décantation et de la rétention de polluants au sein de l'ouvrage, elle dépend largement des débits traversiers et des surfaces de décantation.

Les volumes et débits auxquels il est fait référence ici ne sont pas du même ordre de grandeur que ceux mis en jeu pour pallier des problèmes de débordement de réseaux. Il s'agit dans ce cas de dimensionner des ouvrages capables de traiter des événements courants dont la période de retour est le plus souvent inférieure ou égale à l'année.

Une fois le volume et/ou le débit traversier de l'ouvrage fixés, d'autres éléments de conception devront être pris en compte : surface de décantation tout d'abord mais aussi régime hydraulique (laminaire ou turbulent), répartition des flots et distribution des vitesses traversières lesquelles jouent un rôle primordial dans la capacité de l'ouvrage à retenir les éléments polluants associés aux particules.

La fiabilité de la fonction de dépollution de l'ouvrage dépend également largement de son entretien. Les conditions d'exploitation et de gestion des sous-produits doivent donc être intégrées dans les réflexions, dès l'origine du projet.

6.2.25.3 Méthodes recommandées

6.2.25.3.1 Dimensionnement hydraulique

Concernant le dimensionnement hydraulique des ouvrages, l'approche événementielle ne constitue pas forcément une solution intéressante car elle ne fournit généralement pas les éléments de discussion nécessaires à la recherche de compromis technico-économiques. C'est pourquoi la méthode de référence recommandée consiste à simuler le comportement du système (calcul des hydrogrammes et des pollutogrammes arrivant à l'ouvrage) pour un grand nombre d'événements pluvieux observés localement, si possible sur un minimum de 5 années réelles représentatives (voir fiche 6.2.7). Ces données peuvent en effet être exploitées en terme de taux d'interception annuel (fraction du volume total généré entrant sur l'ouvrage), nombre de déversements annuels, etc.

La première étape consiste à fixer les volumes et débits de traitement par rapport à un **taux d'interception de l'ouvrage**, lequel quantifie la proportion d'effluent qui entre dans l'ouvrage par rapport au total généré par le bassin versant (amont ouvrage). Elle peut être effectuée d'un point de vue strictement hydraulique (à partir d'hydrogrammes) en comparant le volume transitant par l'ouvrage au volume total généré. Elle peut également s'attacher à quantifier la part de charge polluante entrant dans l'ouvrage par rapport à la charge globale générée par le bassin versant en amont de l'ouvrage (hydrogrammes et pollutogrammes mesurés et/ou reconstitués nécessaires).

Cette démarche sera appliquée de préférence à l'ensemble des événements mesurés sur une longue période (5 ans minimum), représentative de la pluviosité locale. A défaut, une à deux années réelles, des classes de pluie, des chroniques synthétiques, un échantillon d'événements réels ou un ensemble de pluies de projet pourront être utilisés. *Il est important de tenir compte des pluies longues et des successions de pluies (même séparées par des intervalles de temps de plusieurs heures) pour tenir compte de l'état de remplissage du bassin au début de la pluie.*

Cette approche nécessite l'emploi de modèles dont les critères de choix sont ceux décrits dans les fiches [6.2.1](#), [6.2.6](#) et suivantes.

6.2.25.3.2 Évaluation et optimisation de la capacité de rétention des polluants

La deuxième étape consiste à adapter la conception de l'ouvrage et son mode de gestion à l'objectif de **dépollution par décantation** en gardant en mémoire que les particules à piéger sont des particules de petite taille, inférieures à 100 µm.

De nombreux modèles de décantation existent. En première approximation, le modèle de Hazen peut fournir quelques ordres de grandeur d'efficacité. Ce modèle décrit de manière simplifiée le processus de décantation. L'écoulement est supposé laminaire et uniforme sur toute la section de l'ouvrage. On montre alors que le terme Q/S , rapport du débit traversier sur la surface au miroir, est le paramètre déterminant du dimensionnement d'un décanteur. Ce rapport Q/S est appelé suivant les auteurs vitesse de Hazen, vitesse de coupure, charge ou débit surfacique, etc.

Si l'on dispose de la distribution des vitesses de chute représentatives des MES en entrée d'ouvrage, il est alors possible de connaître, à partir du débit surfacique, les classes qui vont décanter à l'intérieur de l'ouvrage de décantation. L'ouvrage sera alors dimensionné en fonction de l'efficacité requise.

En l'absence de mesures de vitesses de chute, il est recommandé de viser *a priori* des débits surfaciques inférieurs à 2 m/h.

1. Ouvrages extensifs

Contrairement aux ouvrages de stockage-laminage (la totalité des effluents stockés par temps de pluie dans le bassin est ensuite traitée sur la step), les bassins de stockage-décantation (dont une partie des effluents stockés et/ou les dépôts peuvent être renvoyés vers la step), doivent être conçus de façon à éviter la remise en suspension des dépôts notamment lors du déstockage vers le milieu récepteur.

Parmi les éléments à prendre en compte : nature du revêtement du bassin (herbe, béton, etc.), géométrie de l'ouvrage (surface de décantation, hauteur utile, rapports longueur/largeur, hauteur/longueur, hauteur/rayon, pente du radier, compartimentage, présence de dissipateurs d'énergie), etc.

Des simulations d'écoulements hydrauliques au sein de l'ouvrage permettent d'adapter la géométrie et les conditions d'admission des effluents dans l'ouvrage, en visualisant la répartition des vitesses et des lignes de courants.

2. Ouvrages compacts (type décanteurs lamellaires)

Les conditions hydrauliques sur ces ouvrages doivent faire l'objet d'une attention particulière.

La surface de décantation d'un module lamellaire est plus difficile à évaluer dans la mesure où elle dépend du mode d'alimentation de l'ouvrage. Elle ne doit pas être confondue avec la surface au miroir. En première approximation on estimera la surface de décantation à partir de la surface totale des lamelles projetée sur l'horizontale : $S = n \times l \times L \cos \theta$, avec L la longueur et l la largeur des lamelles (plaques), n le nombre et θ l'inclinaison des lamelles.

Connaissant la surface de décantation de l'ouvrage, il est possible d'évaluer sa vitesse de Hazen (voir modèle de Hazen), puis son rendement au débit nominal par comparaison de la vitesse de Hazen avec la vitesse de chute des particules véhiculées par l'effluent. En l'absence de mesures, on orientera le choix *a priori* des vitesses de Hazen vers des valeurs inférieures à 2 m/h.

Un calcul du nombre de Reynolds à l'intérieur des modules lamellaires permet d'évaluer le régime (turbulent ou laminaire) et de cerner ainsi la pertinence d'un dimensionnement basé sur le modèle de Hazen.

La répartition des vitesses sur l'ensemble des lamelles suppose une bonne connaissance de la géométrie de l'ouvrage et des conditions d'alimentation des lamelles. La distance séparant les lamelles du point d'introduction des effluents dans l'unité de décantation lamellaire est déterminante (distance horizontale dans le cas d'un ouvrage fonctionnant à courants croisés, hauteur dans le cas d'un contre-courants).

3. Combinaison d'ouvrages

Les combinaisons ouvrage extensif - dispositif compact de traitement au fil de l'eau permettent de traiter des volumes d'effluents plus importants tout en assurant une alimentation à débit régulé d'ouvrages entièrement dédiés à la dépollution. La mise en place d'un traitement au fil de l'eau, après un bassin tampon peut cependant se révéler inutile si l'on ne veille pas à l'adéquation entre les objectifs fixés et le dimensionnement de chaque unité. En effet, pour intercepter des particules par décantation, un ouvrage compact doit alors avoir une vitesse de Hazen inférieure à la vitesse de chute des particules évacuées à l'aval du bassin.

De plus, lorsque la concentration en sortie du bassin est faible, la seule décantation sur ces ouvrages compacts ne permet pas d'assurer le traitement de finition recherché.

6.2.25.4 Autres méthodes utilisables

Concernant les données pluviométriques : une à deux années réelles, chroniques de pluies synthétiques, classes de pluies, événements pluvieux réels pris comme référence, pluies de projet, etc.

Concernant spécifiquement les ouvrages de stockage, la méthode des volumes ou méthode des pluies peuvent être utilisées dans les cas simples (cf. § suivant).

Concernant le calcul des débits de pointe de période de retour donné, il est possible d'utiliser une méthode simplifiée reposant sur des coefficients multiplicateurs. On pourra par exemple retenir le débit décennal multiplié par 1/3 pour obtenir le débit de période de retour 6 mois et le débit décennal multiplié par 1/8 pour obtenir le débit de période de retour 1 mois.

6.2.25.5 Critères de choix

Concernant le dimensionnement des ouvrages de stockage, on pourra utiliser la méthode des pluies ou la méthode des volumes (avec des données locales de

précipitations) dans le cas d'un réseau homogène, sans ouvrage spécial ni autre bassin de retenue à l'amont du bassin de retenue que l'on souhaite dimensionner, à condition que le volume total de la retenue soit inférieur à 500 m³ (volume pouvant exceptionnellement être porté à 1 000 m³ en l'absence de risques importants en cas de dysfonctionnement).

Concernant le dimensionnement des ouvrages au fil de l'eau, la méthode des coefficients multiplicateurs pourra être utilisée (spécifiquement pour le calcul des décanteurs) si la surface du bassin versant ne dépasse pas 5 hectares.

Dans tous les cas, il sera possible de justifier un volume ou un débit plus faible obtenu en utilisant le modèle de référence et une chronique de pluies.

6.2.26 Conception et dimensionnement d'un déversoir d'orage

6.2.26.1 Objectifs des études de ce type

Un déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur. Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval et en particulier dans la station d'épuration en cas de pluie. Les études relatives aux déversoirs d'orage peuvent concerner :

- l'analyse du fonctionnement d'un déversoir existant (évaluation des flux rejetés) ;
- la conception d'un ouvrage neuf (ou la modification d'un ouvrage existant).

Seul le deuxième aspect est développé ici, le premier étant traité dans les fiches [6.2.6](#) et [6.2.7](#).

6.2.26.2 Principes de base

Concevoir et bien dimensionner un bon déversoir d'orage impose d'avoir au préalable défini les objectifs que l'on cherche à atteindre avec cet ouvrage. Huit caractéristiques peuvent être considérées comme importantes²³ :

- aucun déversement ne doit avoir lieu tant que l'on dispose de réserves de capacité de traitement à la station d'épuration ;
- lorsque le déversoir fonctionne, le débit dirigé vers la station d'épuration doit être le plus constant possible ;
- la masse de pollution dirigée vers la station doit être maximale ;
- l'ouvrage doit être à l'abri de toute mise en charge par l'aval ;
- le fonctionnement du déversoir doit être entièrement automatique ;
- l'ouvrage doit être autonettoyant ;
- les besoins en maintenance doivent être réduits ;
- l'accès à l'ouvrage doit être simple et sûr ;
- les coûts de construction doivent être minimaux.

Par ailleurs, la mise en place de [l'autosurveillance](#) impose de mesurer les flux rejetés par les déversoirs d'orage. La prise en compte de cette contrainte dans la conception de l'ouvrage (réservation des espaces nécessaires, réflexion sur les contraintes imposées par la métrologie, etc.) est extrêmement utile pour faciliter l'installation ultérieure des capteurs.

6.2.26.3 Méthodes conseillées

La première étape de la réflexion consiste à définir le [débit](#) à partir duquel on souhaite utiliser le déversoir (débit minimal de déversement) ainsi que le débit maximal à maintenir dans la branche principale dirigée vers la station d'assainissement (qui sera en général fonction de la capacité du réseau aval et/ou de celle de la station d'épuration). En général, ces deux valeurs seront aussi proches que possible l'une de l'autre. Il n'est en effet pas souhaitable de rejeter avant que la capacité hydraulique de la station soit atteinte, pas plus qu'il n'est utile de conserver l'eau dans le réseau pour la rejeter ultérieurement.

Dans certains cas, les valeurs pourront cependant être différentes, soit parce qu'il paraît préférable de rejeter les flux pollués plus à l'aval parce que le milieu récepteur est moins sensible, soit au contraire parce qu'il paraît préférable de

²³ Voir: Balmforth D.J. et Henderson R.J. ; « A guide for the design of storm overflow structures » ; report n° ER 304E ; WRC Engineering ; Swindon, England ; 1988.

conserver la capacité de la station d'épuration pour traiter des flux ayant une autre origine et réputés plus pollués.

Dans tous les cas, on aura intérêt à effectuer ces choix dans le cadre d'un diagnostic général du réseau et des milieux naturels (voir les fiches [6.2.6](#), [6.2.7](#) et [6.2.8](#)).

La deuxième étape consiste à concevoir le déversoir lui-même, et dans ce domaine des améliorations importantes sont possibles par rapport aux pratiques actuelles. Les déversoirs traditionnellement utilisés en France (déversoirs à seuil bas) sont en effet peu satisfaisants par rapport aux critères exposés précédemment et deux familles de déversoirs d'orage sont préférables :

- les déversoirs latéraux à seuil double ;
- les déversoirs à seuil haut et à chambre tranquillisante.

Les paragraphes suivants résument, à titre d'exemple, les règles de conception préconisées pour chacun au Royaume-Uni.

a) Déversoir latéral à seuil double

La figure 9 synthétise les principales règles de dimensionnement de ce type de déversoir.

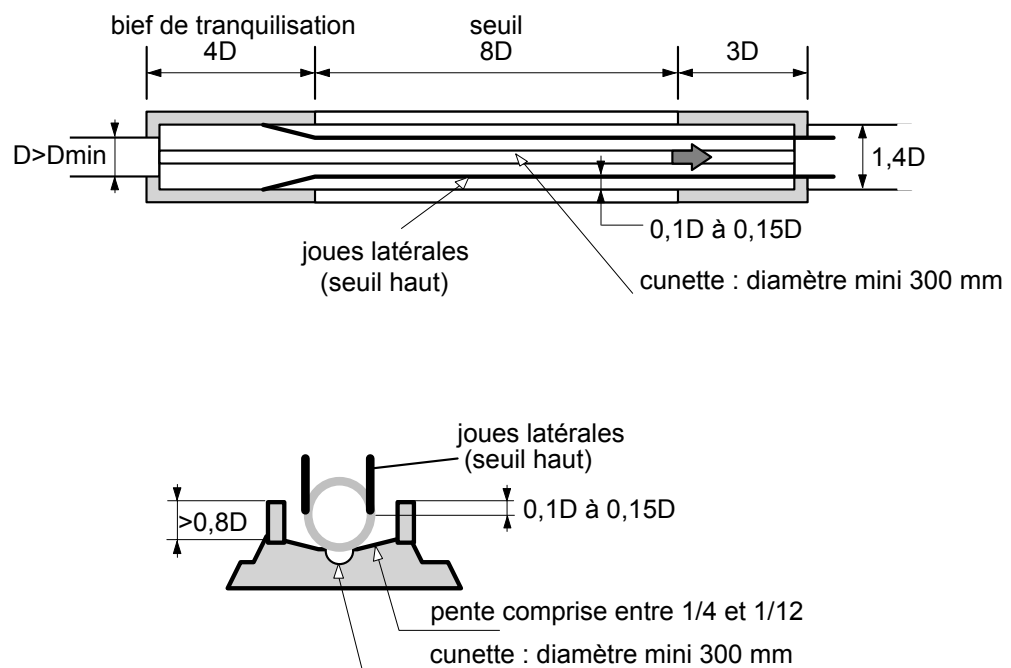


figure9: Règles de dimensionnement des déversoirs latéraux à seuil double.

Cette forme particulière de déversoir latéral, issu d'études sur modèles réduits conduites au début des années 1980, présente les avantages suivants :

- la présence d'une chambre de tranquillisation étroite et longue permet aux particules les plus denses de décanter et aux flottants de remonter à la surface ;
- la présence d'un étranglement à la sortie contrôle l'écoulement et empêche l'apparition d'un régime torrentiel dans la chambre ;
- les joues latérales se comportent comme des cloisons siphoides et retiennent les flottants.

b) Déversoir frontal à seuil haut et à chambre tranquillisante

La figure 10 synthétise les principales règles de dimensionnement.

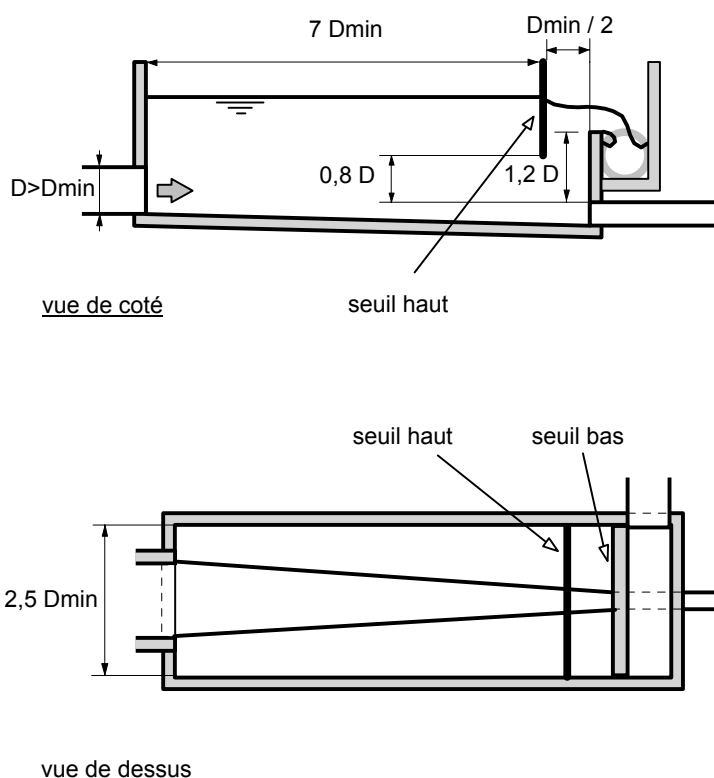


figure10: Règles de dimensionnement des déversoirs à seuil haut et à chambre tranquillisante.

Ce type de déversoir présente plusieurs avantages :

- la présence d'une chambre de dessablement d'assez grande dimension permet la décantation des matières en suspension les plus lourdes ;
- le seuil haut retient les flottants ;
- l'étranglement sur la conduite principale permet un très bon contrôle du débit amené à la station d'épuration, quel que soit le débit incident.

Pour les deux premières catégories de déversoirs, [Balmforth, 1986] recommande de vérifier la condition suivante pour éviter l'envasement :

$$D_{\min} = 0,815 Q_p^{0,4}$$

avec Q_p : débit de pointe de période de retour 2 à 5 ans (en m^3/s) ;
 D_{\min} : diamètre minimum (en mètres).

Dans le même document, il est également conseillé d'avoir une pente minimum de 4/1 000 à l'amont du déversoir, ceci sur une longueur au moins égale à 25 fois le diamètre amont.

6.2.26.4 Autres méthodes utilisables

Sans objet.

6.2.26.5 Critères de choix

Sans objet.

6.2.26.6 Pour en savoir plus

Zug M., Vazquez J., Bellefleur D, Issanchou E. *Les Déversoirs d'orage : Connaissance des ouvrages de nos réseaux et comment ils fonctionnent*. Novatech 2001. Lyon. GRAIE (CD-Rom).

6.2.27 Conception et dimensionnement d'une station de relèvement ou de refoulement

6.2.27.1 Objectifs des études de ce type

Pour des raisons économiques évidentes, la grande majorité des systèmes de collecte d'assainissement est gravitaire, et les eaux s'écoulent selon la pente naturelle des conduites. Cependant, s'il s'agit de franchir un obstacle ou de pallier les inconvénients d'un terrain naturel plat, on peut être amené à utiliser les installations de pression par pompage, qu'il s'agisse :

- de stations de relèvement, dont l'objet est de transférer l'eau d'un niveau à un autre supérieur mais à proximité immédiate. Un relèvement évite ainsi des surprofondeurs excessives, notamment en présence de roche ou de nappe, et permet la remontée du profil en long (terrain plat) ;
- des stations de refoulement, où on transfère l'eau sous pression en un point éloigné. Un refoulement permet le passage d'un point haut, ainsi que, en cas d'absence de branchements, un transport économique sur de longues distances, en s'affranchissant éventuellement de la voirie (pas de regards de visite).

6.2.27.2 Principes de base

En règle générale, il y a au moins un relèvement en tête de station d'épuration pour remonter les eaux du réseau enterré à un niveau hors sol, protégeant du même coup la station des inondations et entraînant un génie civil moins coûteux. En outre, une station de pompage est souvent un excellent régulateur de débit et empêche ainsi d'alimenter la station avec des eaux à un débit supérieur au débit nominal.

La conception d'une station de pompage comme d'une conduite de refoulement doit permettre :

- des temps de séjour inférieurs à quelques heures (maximum 4 h) ;
- un autocurage suffisant de la conduite de refoulement, assuré par une vitesse moyenne de l'écoulement comprise entre 0,4 et 1,5 m/s (valeur moyenne $\geq 0,8$ m/s) ;
- un volume de stockage de la bache suffisant pour ne pas entraîner des démarrages trop fréquents des pompes, tout en respectant un temps de séjour maximal des effluents.

Les protections contre la cavitation et le coup de bélier peuvent s'avérer indispensables, notamment lors de hauteurs géométriques faibles, ce qui est fréquent, et la gestion du système doit être faite de façon à éviter le développement des fermentations anaérobies dégageant de l'hydrogène sulfuré (H_2S).

6.2.27.3 Méthodes recommandées

Le dimensionnement d'une station de pompage se fait par la détermination du volume utile de la bache de pompage, c'est-à-dire le volume compris entre le niveau d'arrêt et le niveau de démarrage des pompes. Pour les cas simples, on pourra utiliser la formule approchée de Valibouse ou utiliser, pour les cas plus compliqués, la démarche de Derville présentée en 1991 (revue « L'Eau, l'industrie, les nuisances » n° 145 et 147). La fréquence horaire maximale de démarrage des pompes est fonction de la puissance nominale du moteur :

Tableau 31.: Fréquence maximale horaire de démarrage des pompes

$P_{\text{ nominale}}$	< 7,5 kW	< 50 kW	> 50 kW
Fréquence max.hor.	< 15	< 12	< 10

6.2.27.4 Autres méthodes utilisables

Dans les cas complexes, il peut être utile de modéliser l'impact du fonctionnement des stations de pompage sur le reste des ouvrages de l'ensemble du réseau ou simplement sur le secteur concerné (alimentation ou vidange de bassin, flux transitant dans les conduites, etc.).

6.2.27.5 Critères de choix

Sans objet.

6.2.27.6 Pour en savoir plus

Derville A. 1991. *Calcul du volume utile d'une bache de pompage*. L'Eau, l'industrie, les nuisances n^{os} 145 et 147.

6.2.28 Conception et dimensionnement d'un système sous pression ou sous vide

6.2.28.1 Objectifs des études de ce type

Indépendamment des réseaux de liaison sous pression décrits dans la fiche précédente, on peut être amené à installer des réseaux fonctionnant sous pression ou sous vide, qui assurent non seulement la fonction de transport mais aussi la fonction de collecte des effluents eaux usées, les eaux pluviales étant strictement exclues du système.

De tels dispositifs sont à envisager là où la réalisation d'un réseau gravitaire rencontre de sérieuses difficultés (zone de plaine, présence de la nappe à faible profondeur, sous-sol rocheux...). Ils présentent l'avantage de s'affranchir des obstacles en altimétrie. En particulier, les branchements peuvent être situés en contrebas de la canalisation principale qui est réalisée à une profondeur de l'ordre de 1 m, voire moins si besoin est.

Ils sont plus spécialement appropriés à la desserte de communes isolées, à faible densité de population, où les conditions locales auront conduit à écarter l'assainissement non collectif (terrain humide, protection de la nappe...).

6.2.28.2 Principes de base

Un réseau d'assainissement **sous pression** est un réseau ramifié de canalisations sous pression.

Il est composé, à l'amont :

- des dispositifs de réception, qui peuvent desservir chacun un ou plusieurs bâtiments ;
- d'un équipement générateur de pression (pompe dilacératrice ou non, aéro-éjecteur).

Puis les canalisations, de faible diamètre, sont équipées de vannes d'isolement destinées à faciliter l'entretien ou les interventions sur les différentes branches.

La limite aval du système est le point de rejet à la pression atmosphérique de la canalisation collectant la totalité des débits du réseau. Ce rejet peut avoir lieu dans un regard, une bache, d'où les effluents repartent dans un réseau gravitaire.

Un réseau d'assainissement **sous vide** est aussi un réseau ramifié.

Il est composé, à l'aval, d'une pompe à vide qui maintient en dépression un réservoir central en communication directe avec un réseau de collecte étanche.

Celui-ci atteint tous les points à desservir. Il dessert des regards de collecte qui recueillent gravitairement les eaux usées des habitations avoisinantes.

Une vanne spéciale située dans ces regards assure l'interface entre le réseau atmosphérique et le réseau sous vide. Lorsqu'un volume d'eau suffisant s'est accumulé dans le regard, cette vanne s'ouvre et un mélange d'eau et d'air est aspiré dans le réseau et acheminé vers le réservoir central où les eaux usées s'accumulent avant d'être pompées et dirigées vers une unité de traitement.

6.2.28.3 Méthodes conseillées

Les débits maximaux à transiter conditionne le calcul des sections des canalisations, ainsi que celui de la pression maximale de fonctionnement pour un réseau sous pression, comme celui de la centrale à vide pour un réseau sous vide. Ce calcul doit tenir compte des apports dans la configuration définitive du réseau.

Il importe donc que les développements futurs soient bien délimités au moment de la mise au point du projet.

Un réseau sous pression nécessite que les pompes situées à chaque entrée dans le réseau disposent d'énergie électrique. La possibilité d'alimentation pour l'ensemble du réseau devra donc être examinée au stade de la planification du projet.

6.2.28.4 Autres méthodes utilisables

Une variante du réseau sous pression est obtenue en utilisant, comme équipement générateur de pression, des aéro-éjecteurs, au lieu de pompes. Ce système qui évacue les effluents par chasses successives est très robuste mais nécessite son alimentation en air comprimé. Ceci conduit à équiper les branchements d'un compresseur, ce qui pose des problèmes d'insonorisation, ou à établir un réseau de distribution d'air comprimé à partir d'un compresseur situé, par exemple, à la station d'épuration.

6.2.28.5 Critères de choix

Ce sont les conditions locales (topographiques, pédologiques, etc.) qui incitent à étudier un système sous pression ou sous vide, en alternative à un réseau gravitaire. Mais l'aspect économique sera bien souvent déterminant. En effet, si ces solutions permettent des économies substantielles sur la réalisation du réseau, il faut tenir compte de l'équipement des branchements pour un réseau sous pression, ou de l'installation de la centrale à vide pour un réseau sous vide. De plus, les coûts d'exploitation seront nettement plus élevés que pour un réseau gravitaire, sauf si celui-ci nécessitait l'installation de plusieurs postes de relèvement dont on peut faire ainsi l'économie.

6.2.28.6 Pour en savoir plus

Norme NF EN 1091 : *Réseaux d'assainissement sous vide à l'extérieur des bâtiments.*

Norme NF EN 1671 : *Réseaux d'assainissement sous pression à l'extérieur des bâtiments.*

6.2.29 Conception et dimensionnement d'un piège à charriage

6.2.29.1 Objectifs des études de ce type

Pour faciliter l'entretien des ouvrages, on installe souvent des chambres à sables sur les réseaux afin d'intercepter par décantation les solides transportés par les écoulements et permettre leur extraction par des moyens mécanisés. Les règles de dimensionnement de ces ouvrages sont fondées sur des lois de décantation gravitaire, notamment en jouant sur la géométrie de l'ouvrage pour réduire la vitesse moyenne de l'écoulement à une valeur telle que la particule la plus fine que l'on désire piéger puisse chuter avant la sortie de l'ouvrage. Cette technique conduit à construire de grands ouvrages qui interceptent à la fois des solides transportés par charriage et des solides transportés en suspension dans l'écoulement. Outre la taille (et donc le coût) des ouvrages résultants, ce type de technique amène à piéger de grandes quantités de matière organique, dont la dégradation est à l'origine de nuisances, en particulier olfactives et de danger pour le personnel d'exploitation. Pour remédier à ce problème, on a imaginé de construire des ouvrages plus sélectifs, destinés à piéger uniquement la fraction de solides transportés par charriage de façon à laisser passer la part transportée en suspension afin qu'elle soit acheminée jusqu'à la station d'épuration pour y être traitée. Cette fiche présente les principales règles à respecter pour concevoir ce type d'ouvrage.

6.2.29.2 Principes de base

Les caractéristiques que doit présenter un bon piège à charriage sont les suivantes :

- intercepter spécifiquement les solides charriés ;
- retenir les solides indépendamment du niveau de remplissage tant que le maximum n'est pas atteint ;
- empêcher l'érosion ultérieure des solides une fois qu'ils sont piégés, notamment par temps de pluie ;
- faciliter les opérations de curage ainsi que leur discrétion, notamment en centre-ville.

6.2.29.3 Méthodes conseillées

Le volume intérieur du piège est constitué par un décaissement du radier dont la largeur ne doit pas excéder la largeur maximale de la section du collecteur l'alimentant. Ce volume constitue la fosse du piège. La fosse est recouverte par deux plaques horizontales qui laissent entre elles une ouverture perpendiculaire au sens de l'écoulement sur toute la largeur du piège. Chaque plaque est solidarifiée au piège, l'une à l'amont et l'autre à l'aval, par l'intermédiaire d'un axe horizontal et repose à plat sur des butées en position de fonctionnement normal (Figure 11). Les plaques peuvent être relevées depuis la surface sous l'action d'un vérin hydraulique en pivotant autour de son axe horizontal et viennent s'inscrire dans un encadrement solidaire du collecteur pour isoler la fosse de l'écoulement à son amont et à son aval. L'écoulement peut alors contourner le piège par un by-pass latéral. Ainsi isolée et ouverte, la fosse du piège peut être aisément vidée de ses solides par un moyen d'extraction mécanique, en général une pelle mécanique couplée avec un camion benne, ou une aspiratrice à haut rendement. Cette dernière technique est préférentiellement choisie en centre-ville pour des raisons de plus grande discrétion.

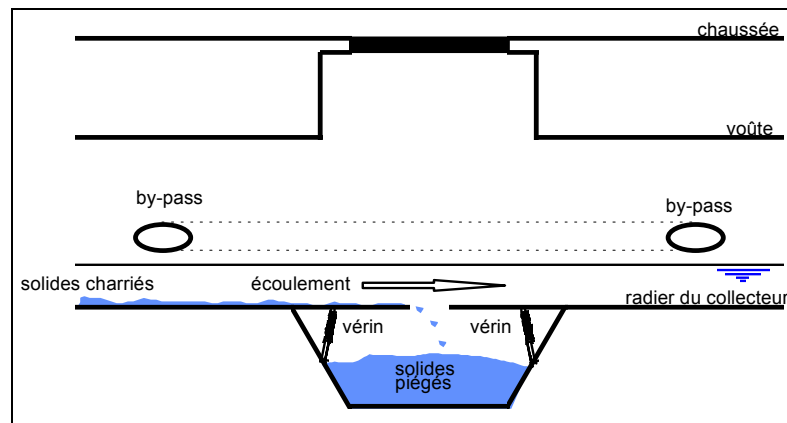


figure 11: Schéma de principe d'un piège à charriage.

La largeur de l'ouverture entre les plaques résulte d'un compromis entre la possibilité d'intercepter et de retenir dans la fosse les solides charriés, et la possibilité d'empêcher la décantation des solides qui sont transportés en suspension. La largeur d'ouverture est fonction des caractéristiques des solides charriés et des conditions d'écoulement. La valeur retenue en collecteur unitaire se situe entre 20 et 30 cm.

Le volume du piège est à approcher par la prise en compte d'un ratio de production de solides charriés par unité de temps et par hectare de bassin versant drainé, puis à ajuster en fonction du volume de l'engin mécanique utilisé pour le vider (aspiratrice en général) et de la fréquence de curage souhaitée. Les projets réalisés à Marseille se situent sur des collecteurs en aval de bassins versants d'une vingtaine d'hectares. La longueur totale de la fosse est de l'ordre de 3 m, la largeur de 1 m et pour faciliter le curage, sa forme permet de rassembler les solides en son centre où la profondeur est de l'ordre de 1,50 m.

Les plaques jouent un rôle primordial et assurent quatre fonctions majeures :

- permettre l'interception spécifique des solides charriés par l'ouverture transversale à l'écoulement ;
- empêcher la décantation en évitant de modifier les caractéristiques hydrodynamiques de l'écoulement et en ne proposant qu'une surface d'ouverture très réduite ;
- empêcher l'érosion des solides une fois qu'ils sont tombés en les contenant dans la fosse et en y limitant l'effet turbulent de l'écoulement qui passe au-dessus ;
- permettre d'isoler le piège de l'écoulement pour faciliter les opérations de curage.

6.2.29.4 Autres méthodes utilisables

Sans objet.

6.2.29.5 Critères de choix

Sans objet.

6.2.29.6 Pour en savoir plus

Laplace D., Bertrand-Krajewski J.-L., Chebbo G., Félouzis L. *Les pièges à charriage : de la théorie à la pratique*. Novatech 1998, Lyon, GRAIE (CD-Rom).

Laplace D., De Prato K., Félouzis L.; *Modélisation globale du remplissage d'un piège à charriage*. Novatech 2001, Lyon, GRAIE (CD-Rom).

6.2.30 Cas des autres ouvrages spéciaux (siphons, chutes, dégrilleurs)

6.2.30.1 Objectifs des études de ce type

Les conditions topographiques d'un réseau d'assainissement peuvent nécessiter de dissocier la pente des conduites de celle du terrain naturel. En effet, lorsqu'il s'agit de franchir un ouvrage, ou une dépression, il est fortement conseillé de procéder par refoulement, ce qui évitera des dépôts, mais on peut souhaiter franchir de tels obstacles par l'intermédiaire de siphons inversés.

Inversement, une pente trop forte des conduites liée à une pente forte du terrain naturel entraînera non plus cette fois un risque de dépôt, mais au contraire l'érosion des conduites par les matières transportées par les eaux usées. On sera ainsi amené à construire un collecteur « en escalier », succession de tronçons en pente plus faible que la pente du terrain naturel, et de regards de chute où on récupère le décalage de profondeur.

Enfin, notamment à proximité des déversoirs d'orage, on pourra être amené à installer des dégrilleurs sur le réseau en vue de retenir les matières les plus grossières avant leur rejet au milieu naturel lors d'un événement pluvieux.

6.2.30.2 Principes de base

La conception d'ouvrages spéciaux tels que siphons, chutes et dégrilleurs est quelque chose de délicat et si les dimensionnements proprement dits ne posent bien évidemment pas de problèmes très sérieux, la conception devra être adaptée au mode de gestion de ces ouvrages. En effet, il s'agira d'ouvrages nécessitant des interventions fréquentes du service gestionnaire du réseau, qu'il s'agisse de simples curages de dépôts ou d'interventions plus lourdes notamment au niveau des installations de dégrillages. Quelques principes peuvent ainsi être retenus comme :

- l'accessibilité en permanence de ces ouvrages par des engins lourds (à proximité de la voirie) ;
- ou la prévision de tampons ou de trappes au-dessus des points les plus sensibles des ouvrages.

6.2.30.3 Méthodes conseillées

En ce qui concerne les siphons, le calcul hydraulique se contente d'utiliser les lois de l'hydraulique générale concernant les pertes de charges linéaires et singulières. Cependant, en terme de conception, on associera fréquemment au siphon des ouvrages d'entrée et de sortie adaptés aux méthodes d'entretien du service gestionnaire : un dégrilleur, un dispositif d'arrêt et d'élimination des flottants (huiles et graisses), un dessableur, un regard de visite judicieusement disposé permettant le curage, éventuellement des ouvrages de répartition des débits dans le cas de siphon à canalisations multiples, un déversoir d'orage amont écrétant les débits qui dépassent la débitance du siphon et un dispositif de vidange pour un curage à sec, composé de vannes pour effectuer les chasses d'eau dans les cas de petits débits.

On aura en permanence à l'esprit que le risque à combattre est l'ensablement.

Concernant les regards de chute, la chute proprement dite pourra se faire dans une conduite encastrée dans la paroi du regard, permettant un accès sans risques, ou directement dans le regard, notamment pour les faibles hauteurs. Contrairement au siphon, c'est l'érosion qui est à combattre, qu'il s'agisse du point d'impact des eaux usées au pied de la chute ou des grandes vitesses liées à la pente de la conduite amont.

Concernant les dégrilleurs, il convient de distinguer :

- les appareils prétraitant les eaux déversées au milieu naturel : dans ce cas, on pourra se contenter de grilles de quelques centimètres d'espacement ;
- les appareils de protection d'un siphon important : il s'agit alors d'un prétraitement quasi équivalent à celui d'une station d'épuration, à équiper d'un dispositif de nettoyage automatique.

6.2.30.4 Autres méthodes utilisables

Sans objet.

6.2.30.5 Critères de choix

Sans objet.

6.2.31 Traitement et valorisation des sous-produits du système d'assainissement

6.2.31.1 Objectifs des études de ce type

L'élimination des sous-produits de l'assainissement doit être correctement organisée, afin de permettre le bon fonctionnement de la station d'épuration, sans être une cause de dégradation de l'environnement. Il ne sert en effet à rien de dépenser beaucoup d'argent pour séparer l'eau des polluants qu'elle contient pour ensuite répandre ces mêmes polluants dans l'environnement sans aucune précaution.

Les sous-produits de l'assainissement sont constitués de cinq familles de déchets : les résidus d'hydrocurage des réseaux et des avaloirs ; les refus de dégrillage ; les résidus de prétraitement (les graisses, les sables) ; les boues d'épuration ; les solides décantés dans les bassins de retenue-décantation.

Les quantités produites sont relativement importantes puisqu'elles représentent environ :

- 7 kg MS/an/EH pour les produits de curage ;
- 3 à 5 pour les refus de dégrillage ;
- 5 à 10 pour les graisses ;
- 20 pour les boues d'épuration ;
- 3 à 5 pour les sables à la station d'épuration.

6.2.31.2 Principes de base

Différents statuts s'appliquent à ces sous-produits : le statut eau (loi sur l'Eau du 3 janvier 1992) ; le statut déchet (loi du 15 juillet 1976) ; le statut I.C.P.E. (loi du 19 juillet 1976) ; le statut matière fertilisante (loi du 13 juillet 1979).

Le statut déchet entraîne des conséquences importantes au niveau :

- de la responsabilité du producteur ;
- de l'organisation des filières d'élimination (principe de proximité) ;
- du stockage réservé aux déchets ultimes ;
- de l'impossibilité de mise en décharge ;
- du classement de danger suivant la provenance.

La procédure de traitement et de valorisation devra non seulement répondre aux exigences réglementaires ci-dessus, mais aussi utiliser, dans une totale transparence, des solutions diversifiées et complémentaires qui chercheront à favoriser la valorisation au dépend de la destruction, en essayant de pérenniser pour les boues le recyclage agricole.

Pour les boues, afin de pérenniser la valorisation, il y a lieu de disposer de plusieurs filières de transformation. C'est la multivalorisation :

- en agriculture ;
- en aménagement paysager ;
- en énergie thermique ou électrique.

Dans tous les cas, il faudra vérifier l'innocuité de façon à transformer la boue en un produit industriel fiable répondant aux attentes des utilisateurs.

Pour les sables de curage et de dessablage, l'objectif à atteindre est la réutilisation en remblai. Dans certains cas, cet objectif peut être atteint par un simple criblage. Souvent, il faudra disposer d'un traitement diversifié suivant la qualité du matériau à l'extraction (criblage+lavage).

Pour les graisses, il faut d'abord obtenir un déchet exploitable, de façon à utiliser ensuite les filières classiques d'incinération, de compostage ou de dégradation par voie biologique.

Pour les refus de dégrillage, un traitement a lieu, le plus souvent, dans les usines d'incinération d'ordures ménagères. Il est possible, après séparation, d'en envoyer une partie en compostage.

6.2.31.3 Méthodes conseillées

6.2.31.3.1 Les filières boues

Il y a lieu de prendre en compte l'importance économique du problème, car cette filière peut représenter de 30 à 50 % du coût de traitement de l'eau usée, avec les retombées sur le prix de l'eau que cela engendre.

Quatre filières peuvent être envisagées²⁴ :

- la valorisation agricole ;
- le compostage ;
- l'incinération ;
- la co-incinération.

C'est souvent un montage intercommunal qui permet d'optimiser la filière choisie tant pour le traitement que pour le débouché.

La valorisation agricole

Tout épandage est subordonné à une étude préalable (jointe au dossier de demande d'autorisation) définissant :

- la teneur en éléments fertilisants et le respect de l'innocuité des boues ;
- l'aptitude des sols à recevoir les boues ;
- le programme prévisionnel annuel basé sur le périmètre d'épandage avec prise en compte des contraintes climatologiques, pédologiques, hydrauliques et environnementales ;
- l'environnement agricole ;
- la traçabilité des opérations ;
- les distances d'isolement et les restrictions d'usage ;
- la solution alternative obligatoirement prévue.

La profession agricole doit être associée à la démarche le plus en amont possible.

Le compostage

Le compostage est une technologie tout à fait particulière de traitement des boues. Plusieurs situations peuvent être rencontrées :

- compostage de boues liquides sur les petites stations d'épuration ;
- compostage de boues pâteuses sur les unités moyennes ;
- compostage en grosses unités spécialisées.

Une étude préalable relative à l'analyse des débouchés et des contraintes doit être réalisée, notamment pour s'assurer des caractéristiques du compost et de la pérennité du débouché.

²⁴ Le centre d'enfouissement technique ne peut plus être envisagé.

Le chaulage

La chaux est utilisée essentiellement après déshydratation sur filtres à bandes ou centrifugeuses. L'objectif est le blocage de la fermentation, la limitation résultante des émissions d'H₂S et l'augmentation de la siccité des boues pour répondre aux conditions de stockage ou d'élimination par incinération (30 %).

Pour les petites stations cette filière convient particulièrement, du fait de l'intérêt hygiénique du chaulage. L'intérêt des agriculteurs pour ce type de produit est important surtout dans des situations où les sols nécessitent d'être régulièrement chaulés (ouest de la France).

Pour les stations de plus grande taille, le chaulage alourdit le bilan matière et la concurrence avec le compostage ou le séchage thermique devient importante, surtout dans les régions où les sols sont déjà calcaires.

L'incinération et la co-incinération

Le principal problème est la capacité des usines d'incinération d'ordures ménagères existantes à recevoir des boues de station d'épuration. L'investissement peut être important s'il faut équiper l'usine, sans oublier le coût du transport qui peut être prépondérant. Cette technique requiert une siccité des boues qui doit être atteinte au préalable.

6.2.31.3.2 Les sables de curage et de station

Si la granulométrie des sables est relativement homogène, leurs caractéristiques qualitatives sont très variables (siccité, teneur en matières organiques, pollution métallique). Cette variabilité est un critère prépondérant à prendre en compte pour la définition du cahier des charges des unités de traitement.

Le criblage à sec

L'objectif de cette filière est d'effectuer un tri sélectif permettant de séparer la partie minérale sableuse de la partie non minérale constituée d'encombrants. Elle peut être effectuée par des filtres rotatifs. Les encombrants sont dirigés vers la filière de traitement des ordures ménagères.

Le lavage

L'intérêt de cette technique est lié aux très bons résultats obtenus sur les sables qui peuvent être réutilisés en remblai routier.

Les inconvénients résident dans le coût de traitement et au fait que l'on génère une eau de lavage chargée d'éléments fins qui rejoindront le plus souvent la filière boue de la station de traitement.

6.2.31.3.3 Les refus de dégrillage

Ils rejoignent le plus souvent la filière réservée aux ordures ménagères.

6.2.31.3.4 Les graisses

Après la mise en décharge contrôlée, la recherche d'autres solutions s'est orientée vers l'incinération, le compostage et la lombriculture qui présentent toutes des difficultés spécifiques. La dégradation biologique est une des voies les plus explorées à l'heure actuelle avec le plus souvent un prétraitement qui permet d'obtenir un déchet plus exploitable et de qualité homogène.

6.2.31.3.5 Autres méthodes utilisables

Sans objet.

6.2.31.4 Critères de choix

Les études préalables sont tout à fait indispensables et doivent atteindre un bon niveau de définition sous peine de sérieux désagréments :

- autorisations non obtenues et délais non tenus ;
- objectifs non atteints ;
- dérapage des coûts.

La faisabilité, le type et l'organisation de la gestion ainsi que la sensibilité de l'environnement sont à prendre en compte tout particulièrement.

6.2.32 Organisation du contrôle des branchements

6.2.32.1 Objectifs des études de ce type

La qualité des branchements, notamment dans les parcelles privées, conditionne l'efficacité de la collecte, surtout en système séparatif. Elles conditionne également le confort des usagers, y compris en contexte unitaire. Cette qualité recouvre en priorité la séparation effective des effluents, mais aussi certaines dispositions constructives (diamètre, pente, regard de façade, clapet anti-retour, ventilation, étanchéité...). La maîtrise de cette qualité concerne en priorité les nouveaux raccordements, mais ne prend toute son efficacité que si elle est généralisée à l'ensemble du parc.

6.2.32.2 Principes de base

Le principe de base est : le raccordement à l'égout des eaux usées domestiques est obligatoire, dès lors que la propriété est desservie par un réseau collectif et la **commune** contrôle la conformité des installations correspondantes [y compris en domaine privé] (article [L 1331-1](#) du nouveau code de la Santé publique). La loi sur l'eau de 1992 met l'accent dans ses articles 19 à 21 sur les possibilités de contrôle en domaine privé et de sanctions éventuelles (article L 1331-11 du CSP).

D'autres textes portent sur le contrôle des branchements, mais ne spécifient pas s'ils incluent la partie en domaine privé. La norme NF EN 1610 :1997 prévoit (art.12.2) que « l'étanchéité de la canalisation, y compris les raccordements, regards et boîtes de branchement, doit être soumise à essai... ». De même l'arrêté du 22 décembre 1994 *fixant les prescriptions techniques relatives aux ouvrages de collecte[...]* Annexe I/ Réception des nouveaux tronçons, préconise pour les « branchements et regards » un contrôle visuel, et des tests d'étanchéité à l'air ou à l'eau. Il indique dans son article 24 que « le service chargé de la police de l'eau peut demander des informations sur les opérations de contrôle des branchements particuliers prévues à l'article L 1331-4 du code de la Santé publique »

L'autre arrêté du 22 décembre 1994, *relatif à la surveillance des ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées[...]* précise dans son article 6 - 2 que « le plan du réseau et des branchements doit être tenu à jour », et dans son annexe II, alinéa 2 que « l'exploitant vérifie la qualité des branchements particuliers. Il réalise chaque année un bilan du taux de raccordement et du taux de collecte ». L'article 6-33 dispose que toutes ces informations doivent faire l'objet d'un rapport de synthèse adressé au service chargé de la police des eaux et à l'Agence de l'Eau.

Mais si les contrôles sont nécessaires pour mener à bien une politique de maîtrise de la qualité des branchements, ils n'en constituent qu'un élément. Pour les nouveaux raccordements, l'essentiel se situe en fait à l'amont : l'information et le conseil aux usagers et leurs prestataires doivent permettre un taux de conformité élevé avant contrôle. Pour les raccordements déjà en service, les contrôles marqueront souvent l'initialisation d'un processus de remise en conformité, impliquant lui aussi information et conseil.

6.2.32.3 Méthodes conseillées

Le contrôle de conformité des branchements peut se mettre en place relativement facilement pour les branchements neufs, qu'il s'agisse de nouveaux raccordements sur des réseaux existants, ou de zones nouvellement desservies par l'assainissement. De nombreuses collectivités ont également entrepris le contrôle et la remise en conformité de raccordements en service depuis plusieurs années, soit d'une manière systématique, soit en mettant à profit diverses opportunités (cessions de propriété, travaux soumis à déclaration ou à permis de construire, rénovation de voirie...). Le contrôle ne pose en général pas de problème technique particulier car il se limite la plupart du temps à la séparation des effluents, et aux caractéristiques nominales des ouvrages. L'essentiel réside alors dans l'organisation adoptée pour programmer les contrôles, les réaliser, et surtout (dans le cas de branchements déjà en service) assurer leur suivi jusqu'à la remise en conformité. En revanche les aspects relatifs à l'étanchéité sont beaucoup plus difficiles à prendre en compte (en domaine privé), même pour les ouvrages neufs.

Le contrôle n'est donc qu'un élément d'une démarche qui inclut une information et un conseil à l'amont, et implique, outre les services chargés de l'assainissement, ceux qui sont chargés de l'urbanisme, et les élus.

Un premier point, essentiel, est l'adoption par la collectivité d'un règlement du service d'assainissement, précisant la procédure à suivre pour réaliser de nouveaux raccordements, les spécifications auxquels doivent satisfaire les ouvrages (y compris sur réseau privé dans la perspective d'une intégration au réseau collectif), les modalités de contrôle.

Le deuxième point est d'assurer une information et un conseil auprès des usagers et de leurs prestataires (maîtres d'œuvre, artisans, notaires). Le règlement d'assainissement peut être un support efficace de cette information s'il est conçu dans cette optique. Le conseil peut également porter sur la capacité des artisans à réaliser correctement ces ouvrages, voire devenir une assistance à la maîtrise d'œuvre.

Il reste à organiser le contrôle des installations en domaine privé. Une formule fréquemment utilisée est de confier au gestionnaire du service (régie ou gestion déléguée), l'ensemble des tâches techniques (prise de rendez-vous, visite, archivage des résultats, courriers de relance). Cette mission est souvent incluse dans le contrat d'affermage (en cas de délégation de l'exploitation), mais peut faire l'objet d'une rémunération spécifique. La collectivité garde la maîtrise des décisions : zones à contrôler (hors contrôle systématique des nouveaux branchements), traitement des cas difficiles.

Techniquement la méthode de contrôle la moins sujette à contestation est l'injection de colorant dans chaque accès aux réseaux eaux usées et eaux pluviales.

La remise en conformité reste en général intégralement à la charge du propriétaire de l'immeuble concerné. En revanche l'application d'une majoration (jusqu'au doublement) de la redevance assainissement, ou sa seule évocation, sont des incitations couramment mises en œuvre par la puissance publique.

6.2.32.4 Autres méthodes utilisables

Des actions de contrôle plus ponctuelles, menées dans le cadre d'études diagnostic, ou confiées spécifiquement à un prestataire peuvent être envisagées, sur un secteur géographique donné. Dans ce cadre une prélocalisation des branchements défectueux par des tests à la fumée peut être utile, mais doit de toute façon être suivie d'une confirmation par test au colorant. Le principal problème reste le suivi des dossiers de non conformité (qui peut prendre plusieurs années). Il se pose aussi un problème d'équité, certains abonnés étant soumis à des contraintes qu'on n'applique pas aux autres. Ces opérations constituent donc souvent une première étape, permettant de résoudre des problèmes spécifiques de pollution, avant une généralisation et une intégration de ces tâches dans la gestion quotidienne du réseau.

Par ailleurs certaines modalités d'aide financières à la remise en conformité peuvent être envisagées, dans le cadre d'opérations bien définies

Notons enfin que la maîtrise des branchements en relation avec le service à l'utilisateur constitue un champ intéressant pour l'application de démarche de type « assurance » qualité.

6.2.32.5 Critères de choix

On se basera sur la répartition actuelle des tâches entre les différents acteurs pour y intégrer une démarche de maîtrise des branchements.

6.2.32.6 Pour en savoir plus

Venel G., Joannis C., (1998) . Branchements au réseau public d'assainissement : aspects réglementaires et jurisprudence. Rapport IREX/RERAU 7, décembre 98, 42 p.

Joannis C., Blin D., Guérin J.-F., Magnier P., Salic C. *Vers la maîtrise des branchements domestiques à l'assainissement*. T S M, N°11 novembre 2000, p. 51-58.

Lamy Environnement. *Raccordement des immeubles*. in *L'eau, (guide permanent)*. Editions LAMY, étude 248.

6.2.33 Éléments de mise en place d'un système de gestion en temps réel

6.2.33.1 Objectifs des études de ce type

La gestion en temps réel désigne une gestion des écoulements fondée sur l'installation de moyens de contrôle des flux au sein du système d'assainissement et sur l'utilisation en temps réel de ces moyens de contrôle pour essayer d'optimiser le fonctionnement du système en fonction des conditions d'écoulement. La gestion en temps réel repose généralement sur un traitement informatisé des données hydrauliques et hydrologiques et sur la mise en œuvre de moyens automatiques ou semi-automatiques.

Il est ainsi possible de suivre, d'analyser et de contrôler avec un très faible décalage de temps, le fonctionnement de tout ou partie du système, pour, éventuellement, intervenir sur celui-ci. Il peut alors s'agir d'une action corrective ou préventive, générée localement ou à distance de manière automatique ou en intercalant un système d'aide à la décision, avec ou sans intervention humaine. La gestion en temps réel peut porter sur l'ensemble du système d'assainissement, incluant le réseau de canalisations et les équipements ponctuels : stations de pompage, station d'épuration, etc. Elle peut ne concerner qu'une partie du système, par exemple la gestion d'ouvrages de protection contre les crues. Nous ne traiterons ici que des études préalables visant à évaluer l'intérêt et la faisabilité de la mise en place d'une gestion en temps réel (GTR).

6.2.33.2 Principes de base

La gestion en temps réel des écoulements et des flux répond à des stratégies et à des objectifs très divers. Avant de les évoquer, il faut rappeler un concept essentiel : la mise en place d'une GTR implique que deux préalables soient acquis :

- d'une part, disposer d'alternatives de gestion, sous la forme de maillages, de délestages, de stockages en réseau ou en bassins, de choix d'exutoires, de filières de traitements, etc. Généralement un programme d'investissement devra être mené en parallèle avec la mise en place de la GTR, les deux éléments se valorisant l'un l'autre ;
- d'autre part, disposer de délais d'action suffisants pour autoriser une prise de décision en temps réel. Ce paramètre est certainement le plus contraignant pour bâtir un système susceptible d'apporter des gains d'efficacité sociale ou économique. C'est un concept nouveau pour des services d'assainissement, concept très différent des bases traditionnelles des métiers de l'ingénierie et de l'exploitation.

La mise en place du système nécessite également une connaissance fine de l'hydraulique du réseau, indispensable pour implanter et concevoir au mieux les organes de contrôle et les capteurs divers.

L'appellation *système de gestion en temps réel* recouvre des installations de complexité variable, depuis la simple télésurveillance jusqu'à une gestion globale des alternatives, en passant par un télécontrôle limité à quelques sites ou organes. Ainsi, la gestion peut-elle se limiter aux besoins courants, pour des flux prévisibles tels que ceux d'eaux usées. Elle est alors orientée vers la génération d'alarmes et le contrôle des consommations d'énergie.

Mais elle peut aussi s'étendre à la gestion événementielle lors de périodes de crise, par exemple en cas d'alerte pollution ou de crue de rivière. Elle peut encore recouvrir des formes de gestion prévisionnelle, par anticipation sur des événements à caractère aléatoire tels que les orages.

6.2.33.3 Méthodes conseillées

Au moment d'élaborer un système de gestion en temps réel, le chef de projet doit tenir compte du fait à la fois qu'il lui faudra plusieurs années pour le mettre en place et que la durée de vie de ce système ne dépassera pas six à dix ans, ce qui doit le conduire à se poser trois types de questions :

- que pourra-t-il gérer efficacement d'ici dix ans au maximum ? Avec quelles stratégies et pour quels gains ?
- quelles pourront être les évolutions technologiques et locales pendant cette durée ? Vers quel niveau de gestion le système doit-il tendre ?
- quelles options retenir, sur quels paris miser, qui permettront de stabiliser le système par paliers ? Il faut, en effet, échapper à la tendance de l'évolution permanente, néfaste pour une gestion opérationnelle.

En fait, les phases d'élaboration et de développement nécessitent une approche systémique très volontaire, qui peut d'ailleurs s'appuyer fortement sur le paradigme hydraulique. Ainsi, la définition du réseau en groupes fonctionnels tout comme la mise en place de catalogues divers, sur le réseau, sur ses organes, sur les pluies, etc., formeront autant de pierres d'angle ou de socles d'ancrage du nouvel outil.

Si une élaboration par paliers est indispensable, il est un autre point primordial : on sait déjà que les besoins évolueront, qu'il en ira de même des technologies informatiques, de l'usage quotidien du système, de même que des réglementations. Afin de rester évolutif, le système ne devra donc être ni monolithique, ni fermé, mais au contraire, formé d'éléments interfacés, de sous-systèmes paramétrables, de modules interchangeable. Il ne devra pas s'écouler plus de trois ans entre les études et la mise en place opérationnelle du système informatique, à l'intérieur d'une opération de modernisation de la gestion qui peut, dans son ensemble, se développer sur un plus long terme.

Enfin, les spécifications et le coût du système informatique dépendront des termes de référence : rappelons que le niveau de complexité sera d'autant plus élevé que les objectifs de gestion par temps de pluie seront plus ambitieux.

6.2.33.4 Autres méthodes utilisables

Sans objet.

6.2.33.5 Critères de choix

Sans objet.

6.2.33.6 Pour en savoir plus

Bellefleur D. Michel G. Phan L. Faure D. De Belly B. Vasquez J. *Gestion en temps réel des systèmes d'assainissement*. T.S.M. n° 4, avril 2000, p. 27-36.

Partie III : Les outils nécessaires aux études

Le [chapitre 7](#) détaille les moyens d'acquisition des données météorologiques locales. Le [chapitre 8](#) présente les principes de conception des modèles depuis ceux qui représenteront la pluie ou le bassin versant, jusqu'à ceux qui permettront d'évaluer la production et le transport des polluants et leurs effets sur les milieux. On trouvera enfin dans le [chapitre 9](#) les éléments permettant d'organiser les mesures *in situ* et de guider les choix en matière d'acquisition et d'installation des matériels.



Chapitre 7: Les données météorologiques

Table des matières du chapitre 7

Introduction	277
7.1 La mesure de la pluie	278
7.1.1 Les pluviomètres enregistreurs	278
7.1.1.1 Caractéristiques des sites d'implantation.	278
7.1.1.2 Densité spatiale des dispositifs à installer .	279
7.1.1.3 Conditions de mesures.	279
7.1.1.4 Maintenance des appareils.	279
7.1.2 Les radars météorologiques	280
7.1.2.1 Contraintes d'implantation d'un radar	280
7.1.2.2 Création d'un réseau de radar local	281
7.2 Les calculs issus des données de pluie	282
7.2.1 Des séries chronologiques de pluie.	282
7.2.2 Des hyétogrammes (intensité en fonction du temps) de pluies observées	282
7.2.3 Des courbes Intensité Durée Fréquence (IDF)	282
7.2.4 Des coefficients de Montana et Grisollet pour les intensités de précipitation :	282

Introduction au chapitre 7

Les échelles d'approche de l'hydrologie urbaine (quelques hectares à centaines d'hectares pour les bassins versants et quelques minutes pour les pas de temps de mesure et de calcul) sont particulièrement exigeantes en qualité et en précision d'information. Elles justifient autant que possible l'exploitation de données météorologiques (pluviographiques, locales, radar ...).

Il faut privilégier l'utilisation des données météorologiques observées et mesurées localement. Une grande rigueur scientifique est nécessaire à l'exploitation de ces données, dont il convient notamment de vérifier :

- la qualité : conditions d'établissement de la mesure (caractéristiques des instruments de mesure, maintenance et étalonnage), précision des résultats, corrélation des mesures avec les postes proches, maintenance des appareils de mesure.
- la représentativité par rapport au contexte local : à noter qu'il n'existe pas encore de normes OMM (Organisation Mondiale de la Météorologie) sur les conditions d'implantation des pluviomètres en ville. Toutefois, certaines recommandations peuvent être faites : implantation en hauteur des pluviomètres, hors de l'influence des bâtiments et des arbres. Les modifications rapides du paysage urbain limitent de fait les longues séries homogènes de mesure, il convient donc de s'appuyer sur des pluviomètres hors zones urbaines dans ce cas.
- l'homogénéité et la longueur des séries.

Pour le calcul des paramètres statistiques de la pluie l'utilisation d'observations locales remplissant les conditions ci-dessus, sera préférée à un zonage plus général ne prenant pas en compte la variabilité climatologique locale.

D'autre part, les lames d'eau issues d'observation radar, à condition d'être analysées et commentées peuvent compléter efficacement les données observées par les pluviomètres.

7.1 La mesure de la pluie

7.1.1 Les pluviomètres enregistreurs

Le **pluviomètre enregistreur** permet la mesure et la mémorisation de l'évolution de la lame dans le temps sur une surface réceptrice (400, 1000, 2000 cm²). Cette mesure directe se fait de façon discrète (mesure par augets basculeurs) ou continue (mesure par pesée ou par flotteurs, par spectro-pluviomètres permettant la détermination de la distribution granulométrique du flux de gouttes de pluie).

7.1.1.1 Caractéristiques des sites d'implantation.

Le vent est le phénomène perturbateur le plus important pour la mesure des précipitations. Les conditions idéales d'implantation décrites par l'Organisation Mondiale de la Météorologie (OMM) correspondent à une installation en un lieu entouré uniformément d'obstacles de même hauteur. La distance de ces obstacles au pluviomètre devrait être supérieure à 4 fois la hauteur de ces obstacles. Le sol doit être recouvert d'herbe ou de plantes dont la taille ne dépasse pas 30 cm ou de gravier ou à la rigueur de terre battue. Le choix d'un tel site est souvent incompatible avec des mesures pluviométriques en milieu urbain. Aucune norme de l'OMM n'existe sur l'implantation des pluviomètres en ville, toutefois, certaines recommandations peuvent être faites, implantation hors de l'influence des bâtiments et des arbres, implantation en terrasse des pluviomètres à plus de 4 m du bord du toit, en évitant les sols en bitume. Le site doit également pouvoir être alimenté par les réseaux électriques et téléphoniques, facile d'accès, et protégé contre les actions de vandalisme. A noter qu'une classification des sites de mesure est mise en place par Météo-France pour mieux déterminer la représentativité de ses postes de mesure à petite échelle (influence de l'environnement proche).



*Pluviomètre enregistreur installé dans l'enceinte d'une station d'épuration
(photo INSA Lyon)*

7.1.1.2 Densité spatiale des dispositifs à installer .

Celle ci dépend des [besoins](#) opérationnels et des contraintes économiques liées à l'équipement, l'exploitation et la maintenance des appareils . L'équipement actuel de quelques grandes villes de France montre une densité moyenne de pluviomètres télétransmis de l'ordre d'une unité tous les 500 à 2000 ha.

7.1.1.3 Conditions de mesures.

Elles doivent prévenir et limiter toute source d'erreur , qui se répercuterait dans l'exploitation ultérieure de la mesure (ajustements statistiques, calage des modèles). L'OMM reconnaît une précision de la mesure de + ou - 2%, incertitude due à l'influence du vent, aux qualités intrinsèques du pluviomètre. Compte tenu des emplacements des pluviomètres souvent incompatibles avec les normes OMM, une précision des mesures de + ou - 5% est acceptée par Météo-France. Une formation régulière et sérieuse des agents chargés des mesures est indispensable pour assurer le tarage correct des appareils, les rectificatifs parfois nécessaires sur la mesure, et la prévention des dysfonctionnements éventuels.

7.1.1.4 Maintenance des appareils.

Elle est assurée par des visites régulières (même si les données sont télétransmises) pour vérifier l'état de fonctionnement des appareillages, détecter les pannes pas toujours identifiables à distance au niveau de la réception des mesures. La fréquence des visites sur le site est un paramètre déterminant de la qualité des mesures, mais aussi du coût de maintenance du réseau pluviométrique.

7.1.2 Les radars météorologiques

Le radar météorologique dont le principe est d'émettre une onde électromagnétique (longueur d'onde comprise entre 3cm et 10 cm) qui est rétrodiffusée par les particules précipitantes (gouttes de pluie, grêlons, flocons, etc.), permet une mesure indirecte du taux de précipitations. Le balayage de l'antenne radar s'effectue généralement en une minute ou moins, ce qui offre la possibilité de cartographier les zones de pluie dans un rayon parfois supérieur à 100 km. Cette capacité de spatialisation et cette résolution temporelle qui permettent à la fois une mesure et une anticipation de la pluie sur la zone couverte font du radar un outil potentiel pour la gestion en hydrologie urbaine.

Son utilisation reste néanmoins soumise à une analyse attentive des différentes sources d'erreur sur la mesure, parmi lesquelles on peut citer :

- la présence d'obstacles sur la trajectoire du faisceau radar (reliefs, arbres, constructions diverses), qui engendrent des **échos fixes**, échos radar fictifs causés directement par la réflexion du faisceau sur l'obstacle, donc une surestimation rendant souvent la mesure impossible à cet endroit, ou des **phénomènes de masque**, sous-estimation due à l'interception d'une partie du faisceau radar par l'obstacle, et se situant donc "en aval" de celui-ci.
- la nécessité de procéder à des **étalonnages** réguliers
- les erreurs liées à l'hétérogénéité verticale des précipitations, et qui vont croissantes avec la distance au radar (phénomène de surestimation par la **bande brillante**, sous-estimation par le **remplissage partiel** du faisceau, etc.)
- l'**atténuation** par les fortes précipitations

Moyennant la prise en compte au moins partielle de ces défauts, des logiciels ont été développés, pour permettre une estimation en temps réel de la pluie observée et prévue (typiquement à l'échéance d'une heure). Ceux-ci sont utilisés depuis quelques années pour la gestion des débordements dans quelques grandes agglomérations et plus récemment pour la mise en conformité du traitement des eaux pluviales aux nouvelles normes de qualité.

7.1.2.1 Contraintes d'implantation d'un radar

Les difficultés à résoudre dans l'implantation d'un radar sont multiples :

Le choix du site d'implantation au regard des diverses contraintes techniques et administratives : contraintes environnementales sur le sous-sol et l'impact sur le paysage, compatibilité électromagnétique avec les dispositifs de mesure existant à proximité, surface disponible, possibilité de desserte en réseaux, absence d'obstacles ou de reliefs proches pouvant engendrer les phénomènes d'échos fixes et de masques.

Les contraintes liées à la maintenance du matériel : spécialisations diverses du personnel, coût des équipements des pièces de rechange, coût global de la maintenance (il a été évalué par Météo-France à environ 150K€ [1 MF] par an et par radar, à raison de 2 techniciens à plein temps et de 60 K€ [0.4 MF] de consommables).

La limitation des pannes de fonctionnement, liées aux opérations de maintenance, à l'usure des pièces et surtout aux conditions météorologiques (foudre ou vents très forts pendant les orages), nécessitant la mise en place de mesures

préventives (protection des antennes contre le vent, alimentation électrique par des groupes de secours, protection contre la foudre).

7.1.2.2 Création d'un réseau de radar local

Certaines contraintes liées à la couverture actuelle du réseau ARAMIS, notamment par la présence d'un fort relief local, peuvent inciter de grandes agglomérations à envisager la mise en place de radars spécifiques. Une couverture d'un site présentant des taux de pannes inférieurs à 1% du temps de pluie, pourrait même conduire à assurer une couverture simultanée des zones sensibles par deux radars. Outre les contraintes générales d'implantation et de fonctionnement décrites ci-dessus qui subsistent, s'ajoutent celles liées aux conditions d'acquisition et d'échanges de données entre réseaux distincts.

7.2 Les calculs issus des données de pluie

A partir des données pluviométriques et pluviographiques, on peut établir :

7.2.1 Des séries chronologiques de pluie.

Ces séries, qui consistent en une succession d'événements pluvieux observés sur un même site, sont particulièrement intéressantes à utiliser pour évaluer l'importance et la fréquence des rejets urbains de temps de pluie, en prenant en compte la durée de temps sec entre deux événements pluvieux successifs. Elles doivent avoir une durée d'au moins 10 ans pour permettre une approche [statistique](#).

7.2.2 Des hyétogrammes (intensité en fonction du temps) de pluies observées

Ces graphiques sont particulièrement utiles au calage des modèles d'assainissement. Ils ont également le mérite aux yeux des décideurs et du public de représenter des phénomènes concrets.

7.2.3 Des courbes Intensité Durée Fréquence (IDF)

Établies par la méthode statistique du renouvellement, ces courbes permettent d'obtenir la hauteur d'une pluie pour un pas de temps donné en fonction de la durée de retour exprimée en année. Ces courbes sont disponibles auprès de Météo-France pour plus d'une centaine de villes réparties sur l'ensemble de la métropole et pour des pas de temps de 6', 15', 30', 1h, 2h, 3h, 6h, 12h, 24h. Les courbes IDF sont souvent utilisées pour l'application de modèles hydrologiques simples (du type « méthode rationnelle ») pour calculer des débits de pointe prévisibles lors des événements pluvieux de durée égale au temps de concentration du bassin versant.

La détermination de la période de retour d'une pluie nécessite des précautions d'emploi. Elle dépend :

- de la qualité du site des mesures
- de la durée des observations
- de la proximité du site par rapport au lieu de l'étude

7.2.4 Des coefficients de Montana et Grisollet pour les intensités de précipitation :

Pour une durée de retour fixée, il est possible d'interpoler les hauteurs de précipitation pour des pas de temps disponibles à d'autres pas de temps non accessibles par le traitement des données. Ces nouvelles intensités sont déterminées à partir des formules de Montana et Grisollet. Les coefficients de ces formules sont disponibles à Météo-France pour une centaine de villes (qui sont mentionnées sur la carte des précipitations annuelles ci-après) et pour des pas de temps allant de 6 minutes à 2 heures.

Le découpage en trois zones, de la France métropolitaine, qui était utilisé dans l'instruction technique de 1977 n'est donc pas repris dans cet ouvrage. En effet la carte des précipitations annuelles, ci après, donne une image beaucoup plus dispersée de la pluviométrie moyenne, et la comparaison des valeurs des coefficients de Montana montre une forte disparité dans une même zone. Par exemple entre La Rochelle et Ambérieu (01), toutes deux situées dans la zone 2 de l'instruction technique, les écarts peuvent conduire à des erreurs de l'ordre de 50 pour cent sur les intensités de fréquence décennale:

STATION DE LA-ROCHELLE (17)**PERIODE : 1967-1998**

Durée de retour	Durée des pluies	
	6 à 120 mn	
	a	b
2 ans	2.132	0.545
10 ans	4.574	0.620
50 ans	6.205	0.626

Tableau 32.: La Rochelle (2ans-50 ans)

N.B. : Sur la période 1967-1998, les années 1982 et 1983 sont manquantes et les années 1984, 1991 et 1993 sont incomplètes.

STATION DE AMBERIEU (01)**PERIODE : 1974-1999**

Durée de retour	Durée des pluies	
	6 à 120 mn	
	a	b
2 ans	4.113	0.615
10 ans	6.236	0.641
50 ans	8.209	0.651

Tableau 33.: Ambérieu (2ans-50 ans)

N.B. : Sur la période 1974-1999, les années 1975, 1976 et 1977 sont manquantes et les années 1989, 1990 et 1991 sont incomplètes.

On préconise d'effectuer maintenant les calculs de volume et de débit à partir du modèle général de la collectivité (voir la fiche [6.2.1](#)). Celui ci permet de modéliser le fonctionnement des réseaux, ou autres ouvrages, à partir de pluies réelles ou simulées, dont la fréquence peut être déterminée à l'aide de la formule de Montana, pour laquelle il conviendra d'utiliser les données des stations météorologiques locales. Les stations disposant de ces données sont reportées sur la carte des précipitations annuelles moyennes ci-après.

Formule de Montana : $h = a \times t^{1-b}$

h = hauteur en mm correspondant au pas de temps t, (elle est donc différente de l'intensité I)

t = pas de temps en minutes

Ces coefficients peuvent être fournis pour des pas de temps très diversifiés, permettant les calculs correspondant aux pluies très fréquentes, à très rares.

A titre d'exemple, voici les coefficients fournis en 2000 pour la station d'Ambérieu :

STATION DE AMBERIEU (01)
PERIODE : 1982-2000

Coefficients de Montana (ajustement par les hauteurs)

Fréquences d'apparition	Durée des pluies	
	6 minutes à 2 heures	
	a	b
hebdomadaire	0.736	0.600
bi-mensuelle	0.935	0.558
mensuelle	1.270	0.552
bimestrielle	1.610	0.548
trimestrielle	1.984	0.565
semestrielle	2.617	0.576
annuelle	3.757	0.605

Tableau 34.: Ambérieu (hebdomadaire-annuelles)

N.B. : Sur la période 1982-2000, les années 1989, 1990 et 1991 sont manquantes.

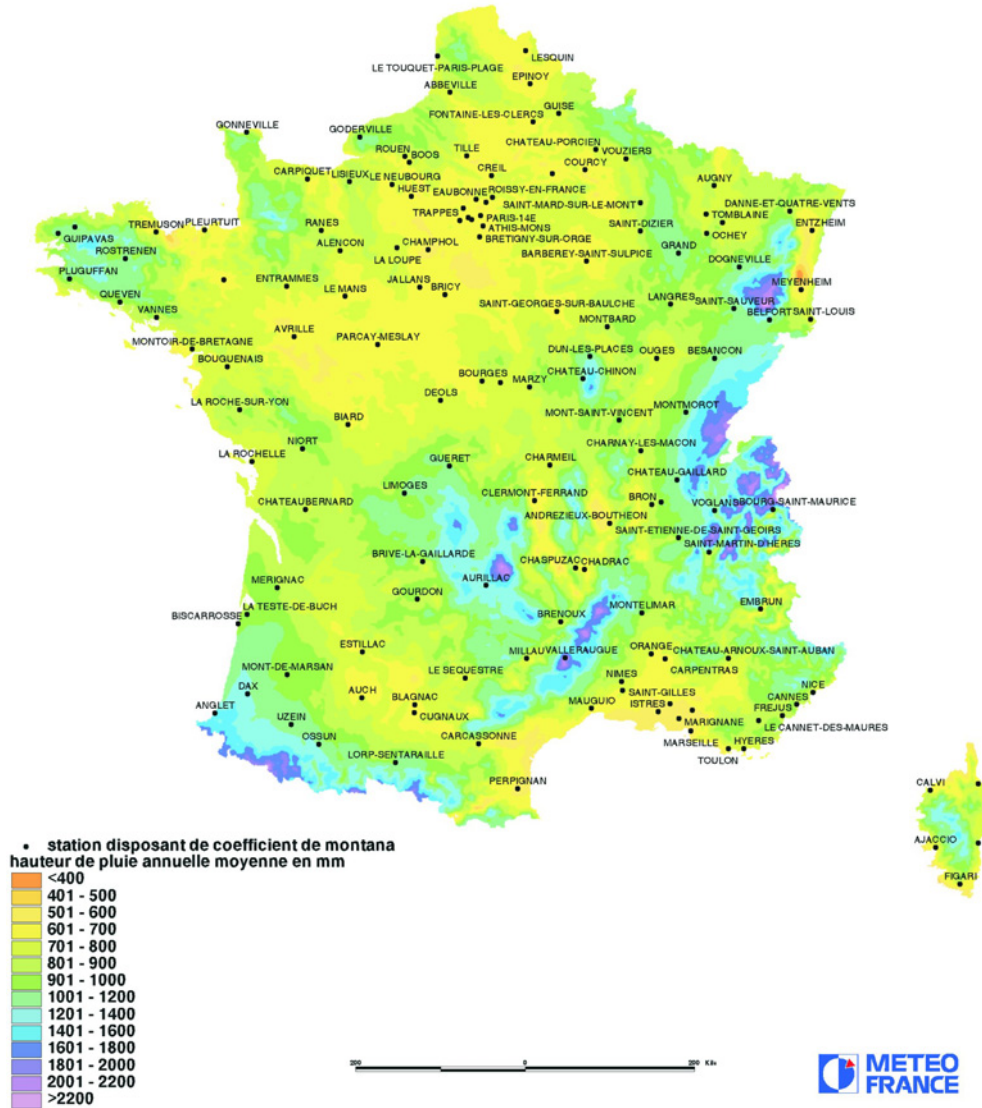
PERIODE : 1974-1999

Durée de retour	Durée des pluies	
	6 minutes à 2 heures	
	a	b
2 ans	4.113	0.615
5 ans	5.375	0.634
10 ans	6.236	0.641
20 ans	7.091	0.646
30 ans	7.599	0.649
50 ans	8.209	0.651
75 ans	8.678	0.652
100 ans	9.023	0.653

Tableau 35.: Ambérieu (2ans-100ans)

N.B. : Sur la période 1974-1999, les années 1975, 1976 et 1977 sont manquantes et les années 1989, 1990 et 1991 sont incomplètes.

Carte de précipitations annuelles moyennes



Source : Météo France

Voici les exemples de coefficients de Montana pour quelques stations :

STATION DE NICE-AEROPORT (06)

PERIODE : 1966-1999

Durée de retour	Durée des pluies	
	6 minutes à 2 heures	
	a	b
2 ans	4.818	0.599
5 ans	7.131	0.610
10 ans	8.475	0.611
20 ans	9.757	0.612
25 ans	10.138	0.612
30 ans	10.412	0.611
50 ans	11.289	0.611
75 ans	12.031	0.612
100 ans	12.520	0.612

Tableau 36.: Nice aéroport

N.B. : Sur la période 1966-1999, les années 1988 et 1989 sont manquantes et les années 1983 à 1985 et 1990 à 1993 sont incomplètes.

STATION DE MILLAU-SOULOBRES (12)

PERIODE : 1965-1999

Durée de retour	Durée des pluies	
	6 minutes à 2 heures	
	a	b
2 ans	6.106	0.678
5 ans	7.192	0.651
10 ans	7.981	0.638
20 ans	8.801	0.629
25 ans	9.076	0.627
30 ans	9.291	0.625
50 ans	9.882	0.620
75 ans	10.339	0.616
100 ans	10.642	0.613

Tableau 37.: Millau-Soulobres

N.B. : Sur la période 1965-1999, les années 1983, 1989, 1991 et 1993 sont incomplètes.

STATION DE AURILLAC (15)**PERIODE : 1987-1999**

Durée de retour	Durée des pluies	
	6 minutes à 2 heures	
	a	b
2 ans	5.016	0.659
5 ans	5.766	0.650
10 ans	6.968	0.667
20 ans	8.057	0.677
25 ans	8.381	0.679
30 ans	8.664	0.681
50 ans	9.441	0.686
75 ans	10.049	0.689
100 ans	10.481	0.691

Tableau 38.: Aurillac

N.B. : Sur la période 1987-1999, les années 1987, 1989 et 1991 sont incomplètes.

STATION DE LA-ROCHELLE (17)**PERIODE : 1967-1999**

Durée de retour	Durée des pluies	
	6 minutes à 2 heures	
	a	b
2 ans	2.818	0.604
5 ans	3.784	0.605
10 ans	4.323	0.601
20 ans	4.845	0.598
25 ans	5.003	0.597
30 ans	5.127	0.596
50 ans	5.460	0.593
75 ans	5.780	0.593
100 ans	5.960	0.591

Tableau 39.: La Rochelle (2ans-100ans)

STATION DE RENNES-ST-JACQUES-DE-LA-LANDE (35)

PERIODE : 1949-1998

Durée de retour	Durée des pluies	
	6 minutes à 2 heures	
	a	b
2 ans	3.925	0.671
5 ans	5.986	0.697
10 ans	7.330	0.706
20 ans	8.641	0.713
25 ans	9.074	0.715
30 ans	9.394	0.716
50 ans	10.322	0.719
75 ans	11.053	0.721
100 ans	11.649	0.724

Tableau 40.: Rennes-St Jacques de la Lande

N.B. : Sur la période 1949-1998, l'année 1988 est manquante et les années 1989 et 1992 sont incomplètes.





Chapitre 8: Présentation des modèles utilisables pour le calcul des flux dans les systèmes d'assainissement²⁵

Table des matières du chapitre 8

8.1	Principes de base de la modélisation en hydrologie urbaine	293
8.1.1	Notion de modèle	293
8.1.2	Classification des modèles par type d'utilisation	293
8.1.3	Classification suivant les approches	295
8.1.4	Qualité des modèles	296
8.1.5	Modèle et logiciel	297
8.1.6	Conclusions	297
8.2	Modèles globaux	299
8.2.1	Méthode rationnelle et méthode des courbes isochrones	300
8.2.1.1	formulation initiale et hypothèses de base	300
8.2.1.2	Extension de la méthode : méthode des courbes isochrones	301
8.2.1.3	estimation des variables	301
8.2.1.4	limites de la formule rationnelle	304
8.2.2	Méthode de Caquot	304
8.2.2.1	Origine et éléments d'historique	304
8.2.2.2	Formulation mathématique	307
8.2.2.2.1	Ajustement de $(\beta+\delta)$ _____	308
8.2.2.2.2	Ajustement de ε _____	308
8.2.2.2.3	Ajustement de t_c _____	308
8.2.2.3	Choix des paramètres	309
8.2.2.3.1	Choix des coefficients a et b _____	309
8.2.2.3.2	Evaluation de la pente _____	309
8.2.2.3.3	Évaluation du coefficient de ruissellement _____	309
8.2.2.3.4	Cas des bassins versants en série ou en parallèle _____	309
8.2.2.4	Limites et précautions à prendre	310
8.2.2.4.1	Limites sur les données pluviométriques _____	310
8.2.2.4.2	Limites sur les caractéristiques des bassins versants _____	310
8.2.2.4.3	Limites sur les résultats fournis _____	311
8.2.2.4.4	Limites sur les objectifs possibles _____	311
8.2.3	Méthode des pluies et méthode des volumes	311
8.2.3.1	Méthode des pluies	311
8.2.3.1.1	Hypothèses _____	311

²⁵ Ce chapitre est principalement inspiré du cours de DEA "[Hydrologie Urbaine](#)" (Bertrand-Krajewski *et al.* 2001) et de [l'Encyclopédie](#) de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement (Chocat *et al.*, 1997).

8.2.3.1.2	Principes de la méthode	311
8.2.3.2	Méthode des volumes	314
8.2.3.2.1	Hypothèses	314
8.2.3.2.2	Principes de la méthode	314
8.2.3.3	Méthode des débits	315
8.2.3.3.1	Hypothèses	315
8.2.3.3.2	Principes de la méthode	315
8.2.3.4	Comparaison entre les méthodes	316
8.2.4	Évaluation de la masse totale de pollution rejetée par temps de pluie par les DO	317
8.3	Modèles détaillés	319
8.3.1	Principes : décomposition en éléments et en sous-phénomènes	319
8.3.1.1	Modélisation des bassins versants	319
8.3.1.2	Modélisation du réseau	320
8.3.2	Intérêt et limite des modèles détaillés	320
8.3.3	Organisation des modèles de simulation	321
8.3.4	Calcul des débits de temps sec	321
8.3.4.1	Différentes composantes des débits de temps sec	321
8.3.4.1.1	Eaux usées	321
8.3.4.1.2	Eaux parasites	322
8.3.4.2	Répartition des apports dans le temps	322
8.3.4.2.1	Cas des eaux usées	322
8.3.4.2.2	Cas des eaux parasites	323
8.3.5	Représentation de la pluie	325
8.3.5.1	Introduction	325
8.3.5.2	Définition des événements pluvieux	326
8.3.5.3	Courbes IDF	327
8.3.5.3.1	Principes de construction des relations IDF	328
8.3.5.3.2	Critique et limite de la méthode des courbes IDF	330
8.3.5.4	Les pluies de projet	331
8.3.5.4.1	Pluie de type bloc	331
8.3.5.4.2	Pluie de type Chicago	332
8.3.5.4.3	Pluie de type double-triangle	333
8.3.5.4.4	Critique de la notion de pluie de projet	335
8.3.5.5	Pluie historique	336
8.3.5.5.1	Présentation de la méthode	336
8.3.5.5.2	Inconvénient de la méthode	336
8.3.5.6	Séries chronologiques de pluies	337
8.3.5.6.1	Utilisation d'un seuil	337
8.3.5.6.2	Utilisation de classes de pluie	338
8.3.5.7	Abattement spatial	339
8.3.5.8	Distribution spatiale des pluies	340
8.3.5.8.1	Méthode des polygones de Thyssen	341

8.3.5.8.2	Méthode des isohyètes _____	342
8.3.5.8.3	Méthode du quadrillage _____	343
8.3.5.8.4	Méthodes de lissage _____	343
8.3.5.8.5	En conclusion _____	344
8.3.6	Calcul de la transformation pluie-débit	344
8.3.6.1	Principes de calcul : fonctions de production et fonctions de transfert	344
8.3.6.2	Différents types de pertes au ruissellement et importance relative	345
8.3.6.2.1	L'évaporation _____	345
8.3.6.2.2	Interception par la végétation _____	346
8.3.6.2.3	Stockage dans les dépressions du sol _____	346
8.3.6.2.4	Infiltration _____	346
8.3.6.2.5	Différents types de surface à prendre en compte _____	347
8.3.6.3	Modélisation des pertes	348
8.3.6.3.1	Principes de modélisation _____	348
8.3.6.3.2	Représentation des pertes initiales _____	349
8.3.6.3.3	Modèles à coefficient de ruissellement _____	350
8.3.6.3.4	Application pratique : différents types de surface à prendre en compte et méthodes d'évaluation _____	355
8.3.6.3.5	Modèles type Horton _____	359
8.3.6.3.6	Méthode du Soil Conservation service (SCS) _____	361
8.3.6.4	Fonction de transfert	365
8.3.6.4.1	Méthode des courbes isochrones _____	365
8.3.6.4.2	Méthode de l'hydrogramme unitaire _____	366
8.3.6.4.3	Les modèles de type réservoir _____	368
8.3.6.5	Éléments d'aide au choix	374
8.3.7	Modélisation du fonctionnement hydraulique des réseaux	375
8.3.7.1	Principes	375
8.3.7.2	Les modèles hydrodynamiques	376
8.3.7.2.1	Le système de Barré de Saint-Venant _____	376
8.3.7.2.2	Simplifications possibles du modèle de Barré de Saint-Venant _____	378
8.3.7.2.3	Modèle de l'onde diffusante _____	379
8.3.7.2.4	Modèle de l'onde cinématique _____	380
8.3.7.3	Les modèles conceptuels	381
8.3.7.3.1	Modèle du time-offset _____	381
8.3.7.3.2	Modèle Muskingum _____	382
8.3.7.3.3	Modèles dérivés non linéaires _____	384
8.3.8	Production et transport des polluants	385
8.3.8.1	Différentes méthodes utilisables	385
8.3.8.2	Utilisation de concentration constante aux points de rejets	386
8.3.8.3	Concentration eau unitaire variable d'une pluie à une autre	386
8.3.8.3.1	Modèle de Servat : _____	386
8.3.8.3.2	Modèle de Driver et Troutman type 1 _____	387
8.3.8.3.3	Modèle type Cedre : _____	387

8.3.8.3.4	Organisation des calculs _____	387
8.3.8.4	Modélisation simplifiée des phénomènes de production et de transfert des flux polluants.	388
8.3.8.4.1	Production des flux de polluants _____	388
8.3.8.4.2	Transfert des flux polluants _____	390
8.3.8.5	Modélisation mécaniste fine des phénomènes de dépôt, reprise, transport et épuration.	391
8.3.8.5.1	Production des débits et des flux polluants _____	391
8.3.8.5.2	Transfert des débits et des flux polluants _____	391
8.3.8.5.3	Modèles d'échange avec le fond _____	393
8.3.9	Évaluation des effets sur les milieux	396
8.3.9.1	Calcul de dilution dans le milieu sur des indicateurs physico-chimiques.	396
8.3.9.2	Modélisation simplifiée du milieu.	396
8.3.10	Calage des modèles	397
8.3.10.1	Concepts de base	397
8.3.10.2	Mise en œuvre du calage	398
8.3.10.2.1	Choix du critère _____	398
8.3.10.2.2	Méthodes mathématiques utilisables _____	399
8.3.10.3	Pièges et difficultés	401
8.3.10.3.1	Répartition des mesures _____	401
8.3.10.3.2	Prise en compte des erreurs et des incertitudes _____	402
8.3.10.4	Utilité du calage et stratégie générale	402
8.3.10.4.1	Utilité et principes généraux _____	402
8.3.10.4.2	Stratégie générale _____	403
8.3.10.4.3	Conclusion générale sur la méthode _____	403
8.4	Bibliographie plus spécifique au chapitre 8	404

8.1 Principes de base de la modélisation en hydrologie urbaine

8.1.1 Notion de modèle

En hydrologie urbaine, on parle de modèle pour désigner une représentation mathématique ou physique du cycle de l'eau construite dans le but de mieux comprendre son fonctionnement et de le faire évoluer. Le sens donné ici au mot "modèle" peut être élargi par une définition utilisée en théorie des systèmes et qui est la suivante : *"un modèle est un schéma (description mentale intériorisée ou figurée - diagrammes, formules mathématiques, etc.-) qui, pour un champ de questions, est pris comme représentation d'une classe de phénomènes, plus ou moins habilement dégagés de leur contexte par un observateur pour servir de support à l'investigation et/ou à la communication."* (Roy, 1985). Cette définition est intéressante dans la mesure où elle met l'accent sur deux points clés :

Un modèle n'est pas obligatoirement une mise en équations mathématiques : Si les modèles de comportement s'appuyant sur les sciences physiques sont souvent explicités en terme de développement mathématique, ce n'est cependant pas la seule façon de modéliser un objet ou un processus. Les modèles réduits, de barrage ou de rivière par exemple, faisant partie des modèles physiques, en sont une illustration. C'est également le cas des modèles de décision (par exemple choix de techniques d'assainissement, aide à la conception d'ouvrages, etc.) qui s'appuient plutôt sur des représentations méthodologiques. Il existe aussi des modèles plus "naturalistes" fondés sur la description et la classification de familles de phénomènes ou d'objets. C'est enfin le cas des modèles analogiques fondés sur les comportements comparables de phénomènes distincts (électricité et hydraulique, par exemple).

Un modèle est fortement dépendant du modélisateur et des questions auxquelles il cherche à répondre : Comme le soulignent Prigogine & Stengers (1986) : *"Le physicien ne découvre pas une vérité donnée que taisait le système. Il doit choisir un langage, c'est à dire l'ensemble des concepts macroscopiques en termes desquels il sera demandé au système de répondre. Les différents langages possibles, les différents points de vue pris sur le système sont complémentaires. Tous traitent de la même réalité mais ils ne peuvent être réduits à une description unique"*.

Par exemple, la modélisation de la pluie ne va pas être la même selon que l'on veut prévoir les précipitations (vision météorologique) ou suivant que l'on veut simuler leur impact sur un réseau d'assainissement (vision hydrologique). Un modèle n'est donc qu'une représentation fragmentaire d'une réalité et non la réalité. Ceci a pour corollaire qu'un modèle n'est jamais juste, ni exact. Il est plus ou moins adapté et pertinent pour un champ de questions. En particulier, les modèles mathématiques doivent être choisis pour fournir un compromis acceptable à l'alternative présentée par Paul Valéry (1942) en ces termes : *"Ce qui est simple est faux. Ce qui ne l'est pas est inutilisable"*.

Les classifications des modèles sont nombreuses suivant les critères que l'on considère. Deux principales seront utilisées dans ce texte : par type d'utilisation des modèles et par type d'approche.

8.1.2 Classification des modèles par type d'utilisation

La classification retenue est celle proposée par Walliser (1977). Elle repose sur une représentation simple des modèles, définis comme des transformateurs d'informations, susceptibles de fournir des variables de sortie en fonction de

variables d'entrée et de paramètres de contrôle. Par exemple, un modèle de transformation pluie-débit (*transformateur*) fournit un hydrogramme à l'exutoire (*variable de sortie*) résultant d'un hyétogramme de pluie (*variable d'entrée*), reçu par un bassin versant décrit par sa surface, sa pente, son coefficient de ruissellement, etc. (*paramètres de contrôle*). En distinguant les différents cas, on obtient quatre catégories de modèles.

Les modèles cognitifs – Ces modèles ont pour objectif de donner une représentation du fonctionnement ou de l'état d'un système. Construire un tel modèle consiste donc à déterminer le transformateur. Ce type de modèle peut être explicatif dans la mesure où il permet de comprendre (influence des variables d'entrée sur la sortie du modèle), ou simplement descriptif.

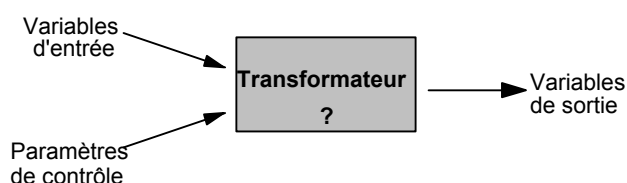


figure12: Schéma de principe d'un modèle cognitif.

Les modèles prévisionnels – Ces modèles ont pour objectif de prévoir le fonctionnement ou l'état d'un système. Les modèles de simulation font partie de cette famille. Ils permettent, à partir de la définition d'un contexte donné (paramètres d'entrée), d'une représentation de la relation entrée /sortie (modèle cognitif) et de la connaissance des variables d'entrées, de déterminer les valeurs des variables de sortie.



figure13: Schéma de principe d'un modèle prévisionnel.

Les modèles décisionnels – Ces modèles ont pour objectif de déterminer quels sont les paramètres de contrôle (variables de conception) à fournir au transformateur pour atteindre un objectif donné (variables de sortie imposées) dans un contexte particulier. Tous les modèles d'optimisation ou d'aide à la conception font partie de cette classe, de même que les modèles de résolution du problème inverse (déconvolution par exemple).

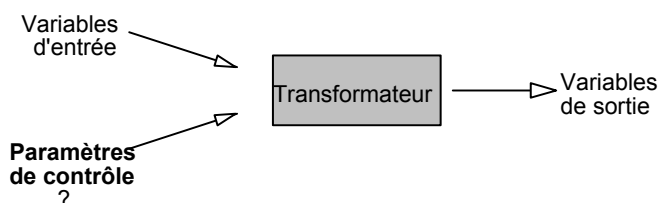


figure14: Schéma de principe d'un modèle décisionnel.

Les modèles normatifs – Ces modèles ont pour objectif de donner une représentation d'un système à créer ou d'un processus. Construire un tel modèle, consiste donc à déterminer le transformateur de variables d'entrées connaissant un

contexte donné (paramètres d'entrée) en variables de sortie. Les modèles prescriptifs que l'on peut trouver dans les documents réglementaires, stipulant par exemple que toute parcelle ne pourra rejeter plus que n litres d'eau de ruissellement par seconde et par hectare, font partie de cette famille.

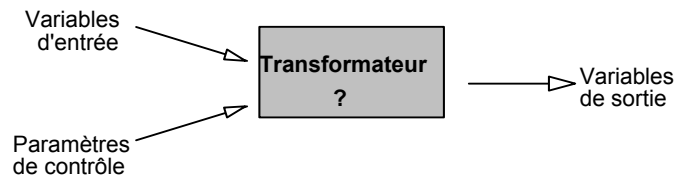


figure15: Schéma de principe d'un modèle normatif.

Dans la suite du texte, nous nous intéresserons essentiellement aux modèles prévisionnels qui sont les plus utilisés en hydrologie urbaine.

8.1.3 Classification suivant les approches

Dans cette typologie, seuls les critères de classification les plus courants ont été utilisés. Il faut noter que ces critères ne sont ni exclusifs, ni indépendants les uns des autres.

Approches Physique / Analogique / Symbolique – L'approche physique consiste à construire matériellement une représentation d'un objet. Les modèles réduits font partie des modèles physiques et ont pendant de longues années été utilisés, par exemple pour modéliser le fonctionnement de futures constructions (barrage, station de pompage, etc.). Les modèles analogiques constituent une autre forme de modèles physiques. Ils sont fondés sur l'identité de fonctionnement d'objets ou de processus pris dans des champs disciplinaires différents. Par exemple, l'écoulement de l'eau dans un sol peut être représenté par une analogie électrique. La résolution pratique d'un certain nombre de problèmes d'écoulement peut ainsi être facilitée par l'utilisation de modèles réduits électriques. Le modèle symbolique utilise, quant à lui, un langage abstrait. Une modélisation par équations mathématiques est de type symbolique. Dans la suite du texte, nous ne nous intéresserons qu'à cette dernière famille de modèles, actuellement la plus utilisée du fait des capacités de calcul des ordinateurs.

Approches Axiomatique / Heuristique – L'approche axiomatique consiste à définir des principes, des hypothèses et des règles stricts, clairement explicités, qui seront exploités de manière déductive. L'approche heuristique consiste selon [Walliser](#) (1977), à réunir des propositions partielles sur un système, formellement hétérogènes et s'articulant de façon approximative, mais introduisant des conceptions plus nuancées et des rapports plus réalistes que la précédente. Les premières sont plus rigoureuses que les secondes au sens où elles sont plus facilement démontrables. A l'opposé, elles ne permettent pas toujours d'introduire ou d'exploiter la totalité du savoir, notamment les connaissances qualitatives, et sont mal adaptées à des systèmes complexes. Les modèles à base physique résultent généralement d'une approche axiomatique, alors que les modèles conceptuels reposent sur une approche heuristique. Les systèmes experts, introduits en hydrologie urbaine dans des domaines aussi différents que le choix de techniques appropriées, le calage des modèles ou bien la définition des consignes de pilotage d'un réseau à gestion centralisée, utilisent largement l'approche heuristique.

Approches Déterministe / Probabiliste ou stochastique – L'approche déterministe considère que les paramètres, les variables d'entrée et de sortie décrivant un système ou son fonctionnement, de même que les équations qui les

relient, sont parfaitement déterminés ou déterminables. Une même cause produit donc toujours exactement le même effet.

L'approche probabiliste ou stochastique considère, quant à elle, que les variables d'entrée et de sortie, voire les paramètres, doivent être modélisés par autre chose que des valeurs certaines. On fait l'hypothèse que l'on peut associer à chaque grandeur incertaine un nombre fini ou infini de valeurs probables, auxquelles est attachée une probabilité ou une loi de probabilité. L'approche probabiliste est utilisée soit parce que le phénomène étudié est aléatoire (c'est le cas de la modélisation des pluies), soit parce que l'on cherche à représenter des permanences difficilement explicables physiquement (lois très complexes faisant intervenir beaucoup de paramètres par exemple).

Approches Microscopique / Macroscopique – L'approche microscopique ou réductionniste consiste à décomposer un système et son fonctionnement en "sous-systèmes" et en "micro phénomènes", de les modéliser tous avec soin et de construire ensuite un modèle de recombinaison. L'approche macroscopique ou holistique considère le système dans son ensemble et s'intéresse uniquement à son comportement global. Les modèles à base physique, détaillant les différents processus, font partie des modèles microscopiques alors que les modèles globaux (méthode rationnelle par exemple) font partie de la deuxième approche.

Approches Empirique / Théorique – L'approche empirique est fondée sur l'exploitation directe de l'expérience et des constatations qui en découlent. Les modèles empiriques sont limités dans la mesure où ils nécessitent une extrapolation des constatations faites sur des expérimentations dont la reproductibilité est toujours source de questionnement. L'approche théorique s'appuie sur l'abstraction et sur le raisonnement. Le modèle est construit a priori à partir d'une théorie sous-jacente (approche axiomatique). L'expérience permet cependant de le conforter, de le valider ou de le caler.

Approches Spéculative / Pragmatique – L'approche pragmatique privilégie la modélisation de la connaissance pour l'action (modélisation finalisée) alors que l'approche spéculative vise la connaissance pour la connaissance. Il s'agit d'un vieux conflit entre les sciences fondamentales et les sciences appliquées. L'hydrologie urbaine a traditionnellement été une science au service de l'ingénieur et la plupart des modèles s'inscrivent plutôt dans une approche pragmatique.

8.1.4 Qualité des modèles

Choisir un modèle adapté à un problème particulier nécessite de s'interroger sur les qualités que ce modèle doit présenter pour fournir le service que l'on attend de lui. Différents critères doivent être pris en compte.

Pertinence – On dit d'un modèle qu'il est pertinent, si pour un champ de questions auquel il est censé répondre, il donne de "bons résultats" en termes de précision obtenue, de reproductibilité des résultats, de cohérence avec les phénomènes étudiés, de forme des résultats, etc.

Robustesse et sensibilité – La robustesse d'un modèle est son aptitude à ne pas diverger lorsque les entrées sont modifiées. La sensibilité d'un modèle est sa facilité à bien représenter la variation de certaines entrées particulièrement influentes. Un modèle doit être robuste, de telle manière que si on modifie légèrement un paramètre d'entrée connu avec incertitude, ce qui est souvent le cas en hydrologie urbaine, les sorties varient peu. A l'opposé, le modèle doit être sensible aux variations des grandeurs dont on cherche à simuler les effets ou que l'on cherche à dimensionner.

Généricité – Si un modèle peut s'appliquer à un champ de questions très large, et fonctionne sans condition spéciale, il est dit générique, sinon il est dit adapté (sous-entendu à un contexte particulier).

Qualités pragmatiques – Parmi les qualités pragmatiques des modèles, [Walliser \(1977\)](#) distingue les suivantes:

- la maniabilité : le modèle est simple à utiliser, il ne présente aucune difficulté théorique (paramètres d'entrées difficiles à obtenir par exemple) ou pratique (mode de saisie des données très lourd) ;
- la transparence, qui est l'aptitude du modèle à être compris d'un grand nombre de personnes ;
- la souplesse, qui mesure la facilité avec laquelle il est possible de changer les données du modèle ;
- la qualité pédagogique, qui est la capacité d'un modèle à servir de support de communication et de dialogue entre différents acteurs. Un modèle pédagogique doit permettre de tirer facilement des enseignements sur le domaine étudié.

8.1.5 Modèle et logiciel

Comme dans bien des domaines, la modélisation en hydrologie urbaine repose très souvent sur l'utilisation de logiciels, fréquemment appelés eux mêmes des "modèles". Ceci entraîne souvent des confusions dans le vocabulaire entre ce qui concerne la modélisation des phénomènes physiques et ce qui concerne les modalités pratiques d'utilisation du logiciel. Pour lever ces ambiguïtés, il faut en fait considérer un logiciel comme la combinaison de trois modèles de nature différente :

- le premier modèle, que nous pourrions appeler "modèle topologique", représente le système physique constitué par la ville et les différents ouvrages permettant le recueil, l'écoulement et le traitement des eaux ; dans le vocabulaire de beaucoup d'hydrologues, il s'agit du modèle du système, souvent intimement dépendant du logiciel utilisé ;
- le deuxième modèle, que nous pourrions appeler "modèle des phénomènes", est constitué de l'ensemble des équations et relations permettant la simulation mathématique et numérique des différents sous phénomènes contribuant au fonctionnement du système physique.
- le troisième modèle représente le processus d'étude ; c'est lui qui va permettre de déterminer les éléments à définir, la finesse et la précision nécessaires pour chaque résultat, les documents à produire, etc. ; il s'agit généralement du moins bien défini des trois.

En pratique, le premier modèle (modèle topologique) doit être construit par l'utilisateur pour chacun des sites d'étude ; le deuxième modèle (modèle des phénomènes) est souvent totalement inclus dans les lignes de code du logiciel (qui peut cependant laisser le choix entre plusieurs possibilités) ; le troisième modèle va servir de guide à la façon de conduire l'étude. Ces trois modèles ne sont bien évidemment pas indépendants.

8.1.6 Conclusions

Dans le contexte de la modélisation des flux d'eau en zone urbaine, l'objectif principal d'une étude concerne généralement la détermination des débits et des volumes (souvent de l'évolution temporelle des débits, représentée sous la forme d'hydrogrammes), des lignes d'eau ou des flux de polluants (représentés sous la forme de pollutogrammes) à l'exutoire d'un bassin versant ou en un point particulier du réseau. Nous nous intéresserons donc essentiellement aux modèles prévisionnels.

Comme nous l'avons indiqué plus haut, nous ne présenterons que les modèles mathématiques, sous-classe des modèles symboliques, et parmi ceux-ci,

uniquement ceux qui visent la résolution d'un problème pratique (modèles pragmatiques).

Dans ce contexte et pour un cas d'étude donné, la modélisation à adopter est essentiellement fonction de deux aspects. Le premier aspect concerne l'objectif d'utilisation des résultats fournis par la simulation : gestion du réseau, projet et dimensionnement, prévision d'un risque, etc.. La nature de l'objectif impose bien évidemment des contraintes différentes pour la modélisation. Le deuxième aspect concerne la disponibilité des données : on est bien évidemment obligé d'utiliser un modèle compatible avec les données disponibles. L'approche de modélisation à adopter pour un problème donné est donc particulièrement tributaire de ces deux contraintes.

En hydrologie urbaine, nous trouvons essentiellement deux familles de modèles mathématiques. La première est fondée sur une approche par des modèles globaux et la seconde utilise des modèles détaillés, avec des niveaux différents de finesse selon les processus physiques concernés. La figure 16 fournit une représentation schématique des deux familles de modèles et leur description est présentée dans la suite du texte.

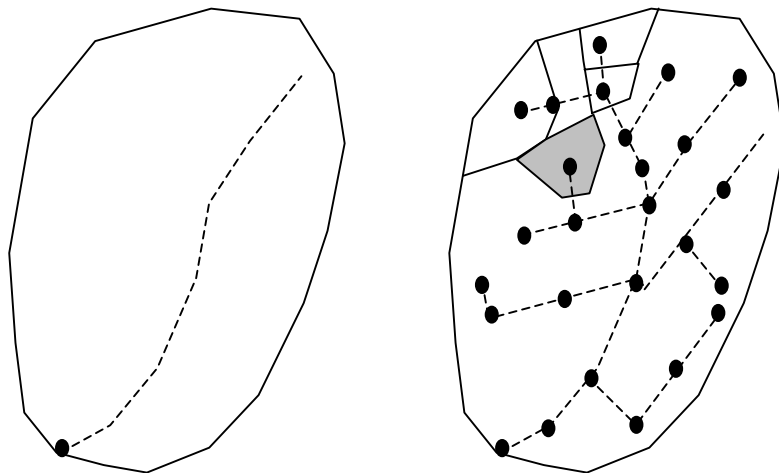


figure16: Modèles globaux et modèles détaillés (adapté de O'Loughlin et al., 1996).

8.2 Modèles globaux

Selon la typologie développée en 8.1, les modèles globaux sont toujours de type macroscopique, et reposent généralement sur une approche heuristique et souvent déterministe. Dans l'idéal, on essaie de globaliser tous les phénomènes dans une formule unique permettant de déterminer simplement la grandeur nécessaire à la résolution du problème à résoudre. Par exemple la méthode rationnelle permet de calculer le débit maximum atteint ou dépassé pour une certaine période de retour à l'exutoire d'un bassin versant par une relation de la forme :

$$Q_{\max} = C.I.A$$

Avec A : surface du bassin versant, C : coefficient de ruissellement et I intensité moyenne correspondant à la période de retour considérée pour une durée égale au temps de concentration du bassin versant.

Les modèles de ce type peuvent être totalement empiriques (par exemple méthode de l'hydrogramme unitaire) ou plus ou moins axiomatiques comme le modèle du Soil Conservation Service.

Pour la modélisation du bassin versant, dans tous les cas, l'idée de base consiste à représenter l'objet étudié comme un bassin versant unique, doté de caractéristiques invariantes dans le temps et dans l'espace (surface, coefficient de ruissellement, capacité d'infiltration du sol, etc.). La prise en compte du réseau de drainage naturel ou artificiel, interne au bassin versant est faite de façon simplifiée en utilisant ses caractéristiques principales (temps de parcours, longueur, pente, etc.).

L'entrée pluviométrique est généralement représentée par une intensité moyenne constante, elle même déduite des courbes Intensité-Durée-Fréquence, traduisant de façon statistique la pluviosité de la zone géographique considérée. On utilise parfois des pluies de projet de forme simple, également déduites des courbes IDF.

Les modèles globaux, malgré leur apparente simplicité, sont souvent délicats à utiliser. Ils présentent en effet une grande sensibilité au choix de certains paramètres (temps de concentration, coefficient de ruissellement, capacité d'infiltration, curve number, etc.) n'ayant que peu de signification physique, et dont la détermination est difficile en l'absence de longues séries de mesures. Par ailleurs les résultats obtenus sont peu explicatifs du comportement réel du bassin versant. En particulier les effets de stockage dus au système hydrographique, ou de coïncidence des pointes de débit produites par différents sous-bassins versants en parallèle, ne sont pas clairement explicités. Il est de ce fait difficile de relier a priori une modification des caractéristiques physiques du bassin versant à son comportement hydrologique.

Comme exemple de difficulté et limite associées à ce type de modèle, nous pouvons citer l'effet de la canalisation des cours d'eau sur la réduction du temps de concentration. Cette accélération de l'écoulement entraîne un raidissement de l'hydrogramme, le débit de pointe apparaissant plus tôt et avec une atténuation plus faible. Par ailleurs, la pluie critique pour le bassin versant a aussi une durée plus courte, ce qui signifie des valeurs d'intensité plus importantes, ce qui conduit, à nouveau, à des augmentations de débit. La canalisation des cours d'eau urbains peut donc conduire à des effets importants sur la forme des hydrogrammes et pourtant ce fait n'apparaît pas explicitement dans les modèles globaux.

L'utilisation des techniques alternatives pour la gestion de l'assainissement pluvial urbain et la prise en considération des questions liées à la pollution des eaux pluviales imposent également de bien connaître l'évolution temporelle des crues, et non seulement la valeur des débits de pointe (ce qui était généralement suffisant pour le dimensionnement des réseaux). Pour ces différentes raisons, l'utilisation des

modèles globaux doit être réservée à de petits bassins versants pour lesquels les enjeux liés aux résultats de la modélisation sont faibles.

Nous nous contenterons de présenter ici deux modèles classiques de calcul des débits de pointe d'eau pluviale :

- la méthode rationnelle,
- la méthode de Caquot ;

deux méthodes rapides de calcul des volumes pour le dimensionnement de ouvrages de retenue :

- la méthode des pluies,
- la méthode des volumes ;

et enfin une méthode d'estimation de flux de polluants produits par un bassin versant urbain.

8.2.1 Méthode rationnelle et méthode des courbes isochrones

La méthode rationnelle est une méthode simplifiée permettant le calcul du débit maximum à l'exutoire d'un bassin versant soumis à une précipitation donnée. Cette méthode, très utilisée dans le monde, fut énoncée pour la première fois en février 1851 par un ingénieur irlandais, Thomas J. Mulvaney. Elle conduit à l'expression générale :

$$Q_p(t) = C.i(t_c, T).A \quad \text{équation 1}$$

Avec :

$Q^2(T)$: Débit de pointe de période de retour T à l'exutoire du bassin versant (m^3/s),

C : Coefficient de ruissellement du bassin versant (entre 0 et 1, sans unité),

$i(t_c, T)$: intensité moyenne de période de retour T , sur la durée t_c (t^2 étant le temps de concentration du bassin) (m/s),

A : surface du bassin versant (m^2).

8.2.1.1 Formulation initiale et hypothèses de base

Sous sa forme initiale, la formule rationnelle implique la constance et la répartition uniforme de la pluie sur le bassin versant. Elle suppose également l'homogénéité spatiale de la nature des surfaces réceptrices, autorisant la définition d'un coefficient de ruissellement C pour le bassin. Sous ces conditions, le débit devient maximum lorsque l'ensemble des surfaces du bassin versant contribuent au ruissellement, c'est à dire au bout d'un temps t_c après le début de la pluie.

L'intensité moyenne des précipitations diminuant lorsque leur durée augmente, la pluie la plus critique sur un bassin versant donné sera donc celle dont la durée est strictement égale à t_c .

Appliquée en retenant l'intensité moyenne de la pluie dans le temps et l'espace et la moyenne spatiale des coefficients de ruissellement, la formule suppose que la transformation de la pluie en ruissellement est linéaire, hypothèse non vérifiée au regard des mécanismes élémentaires de la transformation (écoulements transitoires).

Enfin, il est nécessaire que le coefficient de ruissellement C (ou coefficient de rendement de la pluie, ou fonction de production) soit constant. Or ce coefficient dépend entre autres de l'état d'humidité des surfaces réceptrices, c'est-à-dire de l'historique des précipitations antérieures.

Pour ces différentes raisons et afin de faire face aux imperfections évidentes de la méthode, de nombreux ingénieurs et chercheurs en ont proposé des adaptations plus ou moins élaborées.

8.2.1.2 Extension de la méthode : méthode des courbes isochrones

D'un point de vue mécaniste la méthode rationnelle peut être considérée comme un modèle de transfert des ondes de crue sans amortissement. Sous l'hypothèse de la linéarité de la transformation des pluies en ruissellement sur les surfaces réceptrices, elle donne lieu au modèle dit des courbes isochrones, ou méthode rationnelle généralisée, que l'on peut représenter par :

$$Q(t) = \int_0^t \bar{i}_n(u) \cdot A(t-u) \cdot du \tag{équation 2}$$

Dans cette équation, $\bar{i}_n(t)$ est la pluie nette tombant uniformément sur le bassin et $A(t)$ la distribution des surfaces réceptrices en fonction du temps de parcours de l'eau sur ces surfaces jusqu'à l'exutoire du bassin versant. L'équation 2 traduit une transformation linéaire de la pluie en ruissellement sans amortissement. L'opérateur de convolution $A(t)$ porte le nom de courbe "aire-temps de concentration". Cette équation est généralement résolue sous forme discrète. Sa forme générale permettant le calcul du débit au pas de temps $n \cdot \Delta t$ est alors :

$$\bar{Q}(n \cdot \Delta t) = \sum_{j=1}^n \bar{C} \cdot \bar{I}_b [j, A(n+1-j)] A(n+1-j) \tag{équation 3}$$

avec :

$\bar{Q}(n \cdot \Delta t)$: débit moyen à l'exutoire au cours du $n^{\text{ème}}$ pas de temps ;

\bar{C} et \bar{I}_b : coefficient moyen de ruissellement et pluie brute moyenne au cours du $j^{\text{ème}}$ pas de temps sur l'élément de surface $A(n+1-j)$;

$A(n+1-j)$: éléments de surface compris entre les courbes isochrones $(n-j) \Delta t$ et $(n+1-j) \Delta t$.

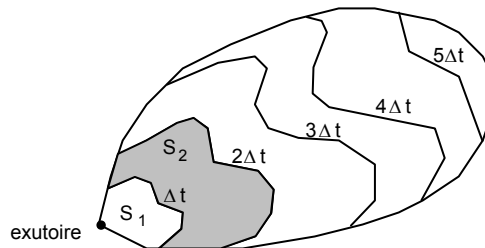


figure17: Exemple de décomposition d'un bassin versant en sous bassins, limités par des courbes isochrones.

Nota : La méthode des courbes isochrones peut également être utilisée comme modèle de transformation pluie-débit dans le cas d'une modélisation détaillée. Il suffit pour ceci de définir la pluie pas de temps par pas de temps. Voir le paragraphe 8.3.6.4.1.

8.2.1.3 Estimation des variables

Quatre variables apparaissent dans l'équation 3, qu'il convient de quantifier dans un cas particulier donné. La surface A ne pose théoriquement pas de problème dans le cas d'un bassin versant strictement homogène au regard de l'occupation des

surfaces et de la distribution des pentes d'écoulement. De même, l'intensité moyenne maximale peut être estimée, si l'on connaît t_c , par les classiques courbes Intensité-durée-fréquence. Par contre, les estimations de C et de t_c sont beaucoup plus délicates, en particulier en l'absence d'observations.

Pour le coefficient C, diverses approches sont possibles au stade des projets d'ouvrage, comme :

- application de valeurs forfaitaires traduisant le type majoritaire d'occupation des sols, par exemple selon le tableau 41.

type d'urbanisme	valeur de C
habitations très denses	0,9
habitations denses	0,6 à 0,7
habitations moyennement denses	0,4 à 0,5
quartiers résidentiels	0,2 à 0,3

Tableau 41.: Exemple de valeurs forfaitaires pour le choix du coefficient de ruissellement en fonction du type d'urbanisme (voir aussi [2.2.2](#)).

- valeurs moyennes pondérées par les surfaces respectives (A_i) des divers types d'occupations des sols (C_i)

$$C = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i} \quad \text{équation 4}$$

- - ajustements empiriques à partir d'observations sur des bassins expérimentaux, par exemple de la forme :

$$C = a + b \cdot \text{IMP} + c \cdot I \quad \text{équation 5}$$

ou

$$C = \text{IMP}^a \cdot I^b \cdot t_c^c \quad \text{équation 6}$$

avec

IMP : coefficient d'imperméabilisation ;

I : pente moyenne du bassin versant ;

t_c : temps de concentration ;

a, b, c : coefficients numériques d'ajustement.

Ces formules ne peuvent être utilisées sans discernement car elles peuvent sous-estimer les coefficients de ruissellement des pluies peu fréquentes utilisées dans les projets d'ouvrages.

Pour le temps de concentration, l'estimation est tout aussi délicate. Diverses formules ont été proposées, en général dans les cas de petits bassins versants naturels ou ruraux. Elles sont souvent mal adaptées aux bassins versants urbanisés. Pour ces derniers, en effet, les vitesses des ruissellements superficiels sont plus élevées, de même que la densité du réseau de collecte artificiel (gouttière, caniveaux, égouts, etc.). D'un point de vue pratique, le temps de concentration est souvent utilisé en considérant qu'il est égal à la somme du temps de ruissellement superficiel t_s et du temps d'écoulement en réseau t_r (en supposant que l'écoulement s'effectue à surface libre), soit :

$$t_c = t_s + t_r \quad \text{équation 7}$$

D'ordinaire, t_s est évalué de façon forfaitaire et varie de 5 à 15 minutes, correspondant aux plus longs temps de parcours en surface avant que le ruissellement n'accède au réseau de collecte. D'autres formulations sont de type empirique. C'est le cas par exemple de celle de l'Agence fédérale de l'aviation américaine qui est utilisée pour déterminer les installations de drainage des pistes d'aéroports :

$$t_s = 3,26 \cdot (1,1 - C) \cdot L^2 \cdot I^{-\frac{1}{3}} \quad \text{équation 8}$$

avec :

- t_s : en minutes ;
- C : coefficient de ruissellement ;
- L : longueur de ruissellement (m) ;
- I : pente (%).

Certaines font intervenir les caractéristiques des précipitations, comme celle de Terstriep & Stall (1969) :

$$t_s = 1,92 \cdot L^{0,32} \cdot i_n^{-0,64} \cdot \alpha^{-0,45} \quad \text{équation 9}$$

avec :

- t_s : en minutes ;
- L : en mètres ;
- i_n : en mm/h ;
- α : en m/m.

Quant au temps de parcours dans les collecteurs, t_r , il est déterminé à partir d'une relation du type :

$$t_r = \frac{\sum_j L_{cj}}{\bar{V}_j} \quad \text{équation 10}$$

avec :

- L_{cj} : longueur du $j^{\text{ème}}$ tronçon de pente uniforme (m) ;
- \bar{V}_j : vitesse moyenne d'écoulement dans ce tronçon (m/mn).

D'un point de vue pratique, en cheminant de l'amont vers l'aval, suivant la technique d'application de la formule rationnelle, le temps t_r correspond au plus long temps de parcours des divers cheminements possibles de l'eau le long des branches du réseau, depuis les points d'entrée les plus amont, jusqu'au point de calcul du débit. Dans les cas de réseaux maillés, cette procédure d'estimation de t_r devient assez approximative car elle suppose des choix en matière de sens de circulation dans les mailles.

Le calcul de la vitesse moyenne résulte également d'approximations fondées sur l'existence de régimes uniformes d'écoulement. Ces approximations sont généralement satisfaisantes car, en conduite fermée de forme circulaire, la vitesse évolue peu dès que le remplissage du collecteur atteint 20 à 30%. Ainsi, pour un remplissage à 30%, alors que le débit n'est que de l'ordre de 20% du débit à pleine section, la vitesse moyenne est déjà de l'ordre de 80% de la vitesse à pleine section.

8.2.1.4 Limites de la formule rationnelle

Les hypothèses de linéarité et les difficultés d'évaluation des variables limitent nécessairement le domaine d'utilisation de la formule rationnelle. La non prise en compte de l'amortissement dans le transfert des écoulements limite sa validité à des petits bassins versants disposant de systèmes de collecte ramifiés, sans ouvrage de stockage temporaire et suffisamment pentus pour limiter les phénomènes d'influence aval. Encore très utilisée dans les pays anglo-saxons, son emploi doit cependant rester limité à des bassins versants dont la surface est inférieure à quelques dizaines d'hectares, et qui ne contiennent pas d'ouvrages de retenue.

8.2.2 Méthode de Caquot

Il s'agit d'une méthode globale découlant directement de la méthode rationnelle. Elle permet donc le calcul du débit maximum correspondant à une période de retour donnée, à l'exutoire d'un bassin versant urbain. L'utilisation de la méthode de Caquot a été préconisée en France dès 1949 par la [Circulaire](#) générale 1333. [L'Instruction](#) technique de 1977 a confirmé son rôle quasi normatif.

8.2.2.1 Origine et éléments d'historique

La méthode mise au point par A. [Caquot](#) a été présentée pour la première fois le 20 octobre 1941, à l'occasion d'un Compte rendu à l'Académie des Sciences de Paris. Elle repose sur les hypothèses de la formule rationnelle tout en introduisant un facteur d'amortissement k , destiné à prendre en compte les effets du stockage temporaire du ruissellement sur le bassin versant et dans le réseau. Elle peut se mettre sous la forme :

$$Q_p(T) = k.C.i(t_c, T).A \quad \text{équation 11}$$

avec :

- $Q_p(T)$: débit de pointe de période de retour T (m^3/s) ;
- C : coefficient de ruissellement ;
- k : coefficient d'amortissement inférieur à 1 ;
- $i(t_c, T)$: intensité moyenne des précipitations de période de retour T , correspondant à une durée de pluie égale à t_c , temps de concentration du bassin versant (m/s) ;
- A : surface du bassin versant (m^2).

Comme dans la méthode rationnelle, on considère que t_c est égal à la somme de deux termes : $t_c = t_s + t_r$

avec t_s : temps de parcours de l'eau en surface ;

t_r : temps de parcours de l'eau en réseau.

La détermination de ces temps caractéristiques constitue l'une des difficultés principales d'utilisation de la méthode rationnelle. En pratique deux approches différentes sont possibles :

- l'approche débitmétrique, qui repose sur le calcul des temps de transfert de l'eau entre deux points en utilisant des relations issues de l'hydraulique (type Manning-Strickler) ;
- l'approche volumétrique (école italienne), qui prend en compte le temps nécessaire pour remplir le réseau d'assainissement.

L'originalité essentielle de la méthode de Caquot est de rechercher une formulation intermédiaire, utilisant à la fois les notions de stock et de temps de transfert.

Moyennant différentes hypothèses qui sont explicitées dans le paragraphe suivant, et en utilisant les données pluviométriques de Paris-Montsouris, A. Caquot aboutit

à une formule extrêmement simple, puisqu'elle ne fait apparaître que des grandeurs supposées mesurables, caractérisant le bassin versant :

$$Q_p(10) = 496 \cdot I^{0.13} \cdot C^{1.17} \cdot A^{0.75} \quad \text{équation 12}$$

avec :

$Q_p(10)$: débit de pointe de période de retour 10 ans (L/s) ;

I : pente du bassin versant (m/m) ;

C : coefficient de ruissellement ;

A : surface du bassin versant (ha).

En 1947, les travaux de [Grisollet](#) (1948) sur les pluies d'orage à Paris permettent un réajustement des coefficients, ce qui conduit à la formule proposée par la circulaire CG1333 du 22 février 1949 (Ministère, 1949) :

$$Q_p(10) = 1340 \cdot I^{0.30} \cdot C^{1.17} \cdot A^{0.75} \quad \text{équation 13}$$

La circulaire précise également que cette formule, établie pour la région parisienne, doit être ajustée localement si l'on désire l'utiliser dans une autre région où la pluviométrie est différente. L'absence de données pluviométriques locales suffisantes va cependant limiter très fortement les velléités d'ajustement, et la formule sera la plupart du temps utilisée sous sa forme originelle, tant en France métropolitaine que dans la plupart des colonies.

Jusqu'au milieu des années 1970, la circulaire CG1933 va constituer ([Koch](#), 1954, 1967) "... la bible de tous les projeteurs, bureaux d'études privés, administrations, ...".

Le développement des réseaux de mesures pluviométriques d'une part, l'observation dans les années 1970 de nombreux désordres hydrauliques lors de pluies un peu violentes d'autre part, conduisent cependant les responsables à s'interroger sur le caractère universel de la formule de Caquot. A partir de 1973 est ainsi constitué un groupe de travail interministériel, placé sous l'autorité de Loriferne, Ingénieur général des Ponts et chaussées. Ce groupe de travail, essentiellement alimenté par des mesures effectuées sur quatre bassins versants expérimentaux et par les travaux de [Desbordes](#) (1974), va aboutir à la publication en 1977 de l'Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations (Ministères, 1977). Dans ce nouveau texte, la méthode de Caquot reste la méthode de base même si quelques limites sont apportées à son domaine de validité (surface des bassins versants inférieure à 200 hectares, pente comprise entre 0,2% et 5%, coefficient d'imperméabilisation supérieur à 20%) et si d'autres méthodes "(...) schématisant les mécanismes réels du fonctionnement du réseau (...)" sont envisagées. La France est découpée en trois zones supposées équivalentes vis à vis de leur pluviométrie (voir figure 18) et les coefficients de la formule sont réajustés pour chacune des zones. Depuis, malgré le développement de nombreux logiciels utilisant des méthodes plus sophistiquées, la méthode de Caquot est restée celle qui a été la plus utilisée en France, en particulier pour les études de conception.

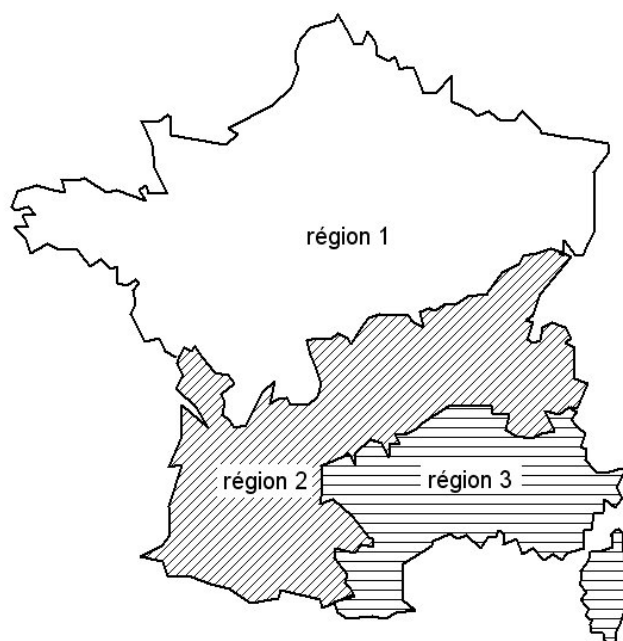


figure18: Découpage de la France en régions de pluviométrie supposée homogène, tel que proposé par l'Instruction technique de 1977. Les valeurs reposant sur ce découpage ne doivent plus être utilisées, car la variabilité réelle de la pluviosité est beaucoup plus importante et des données plus fines sont maintenant disponibles (voir chapitre 7).

8.2.2.2 Formulation mathématique

Les hypothèses de base de la méthode peuvent être classées en deux catégories :

- hypothèses liées à la linéarité de la relation pluie-débit et qui conduisent à dire que le débit de pointe est proportionnel au volume de pluie précipitée au cours de la période précédant la pointe de débit ;
- hypothèses liées aux lois d'écoulement et de stockage dans le réseau choisies par A. Caquot et dont les deux principales sont les suivantes :
 - l'écoulement se fait toujours à surface libre, le volume stocké est proportionnel au débit de pointe ;
 - l'écrêtement dû au réseau est calculé en supposant que l'intensité maximale se produit au début de l'averse, lorsque le réseau est presque vide.

Dans ces conditions, la relation de départ de A. Caquot est l'équation de conservation des volumes entre le début de l'averse et le temps θ au bout duquel on observe le débit maximum. Elle traduit le fait que le volume d'eau précipitée (V_p) est égal à la somme du volume qui s'est écoulé à l'exutoire (V_e) et du volume encore stocké (V_c) dans le réseau et sur le bassin versant : $V_p = V_e + V_s$

soit en tenant compte des unités :

$$\frac{1}{6} \alpha \cdot H \cdot C \cdot A = \delta \cdot Q_p \cdot t_c + \beta \cdot Q_p \cdot \theta \quad \text{équation 14}$$

avec :

- α : coefficient < 1 tenant compte de la répartition spatiale de l'averse ;
- H : hauteur d'eau tombée en mm jusqu'à l'instant θ ;
- δ : coefficient de proportionnalité entre le volume stocké et le débit de pointe ;
- β : coefficient < 1 tenant compte de la répartition dans le temps des intensités instantanées et du mode de transformation de la pluie en débit.

A. Caquot suppose ensuite :

- que le débit maximum est atteint pour une durée θ égale au temps de concentration t_c ;
- que H peut s'exprimer en fonction de t_c par une formule de type Montana :

$$\frac{H}{t_c} = a \cdot t_c^b \quad \text{équation 15}$$

- que le coefficient d'abattement spatial peut se mettre sous la forme $\alpha = A^{-\varepsilon}$, ce qui permet d'écrire :

$$\frac{1}{6} a \cdot t_c^b \cdot C \cdot A^{1-\varepsilon} = Q_p \cdot (\beta + \delta) \quad \text{équation 16}$$

Enfin, en se fondant sur des considérations théoriques sur les écoulements en surface et en conduites, A. Caquot propose de calculer le temps de concentration par une relation de la forme :

$$t_c = \mu \cdot I^c \cdot A^d \cdot Q_p^f \quad \text{équation 17}$$

avec I : pente moyenne du bassin versant.

En reportant cette expression dans l'équation 16, et en exprimant Q_p en fonction des autres variables, on obtient alors :

$$Q_p = \left(\frac{a \cdot \mu^b}{6(\beta + \delta)} \right)^{1-b.f} \cdot I^{1-b.f} \cdot C^{1-b.f} \cdot A^{\frac{b.d+1-\varepsilon}{1-b.f}} \quad \text{équation 18}$$

8.2.2.2.1 Ajustement de $(\beta + \delta)$

La somme $(\beta + \delta)$ traduit l'effet de capacité du réseau :

- $\delta \cdot t_c \cdot Q_p$ mesure le volume stocké dans le réseau et en surface au temps t_c ;
- $\beta \cdot t_c \cdot Q_p$ mesure le volume écoulé à l'exutoire depuis le début de l'averse jusqu'à l'instant t_c .

Initialement A. Caquot avait choisi comme valeurs $\delta = 1$ et $\beta = 0,85$. L'Instruction technique de 1977 préconise des valeurs nettement plus faibles : $(\beta + \delta) = 1,1$.

8.2.2.2.2 Ajustement de ε

Ce coefficient mesure l'abatement spatial de la pluie. La valeur choisie par A. Caquot a également été diminuée en 1977, et ramenée à la valeur $\varepsilon = 0,05$.

8.2.2.2.3 Ajustement de t_c

A partir de mesures expérimentales, les auteurs de l'Instruction technique de 1977 proposent de retenir les valeurs suivantes pour les coefficients permettant le calcul du temps de concentration :

$$c = -0,41 \quad d = 0,507 \quad f = -0,287$$

La valeur de μ , pour sa part, dépend de la forme du bassin versant. Elle est prise égale à 0,5 pour un bassin versant ayant un coefficient d'allongement E égal à 2. Le coefficient d'allongement E est défini par la relation :

$$E = \frac{L}{\sqrt{A}} \quad \text{équation 19}$$

avec L : plus long parcours de l'eau (L en centaines de mètres si A en hectares). Si le coefficient d'allongement est différent de 2, il est nécessaire de corriger la valeur obtenue en la multipliant par le coefficient m suivant :

$$m = \left(\frac{E}{2} \right)^{0,7b} \quad \text{équation 20}$$

Nota 1 : cette formule, proposée par [Desbordes](#) (1984) est légèrement différente de celle proposée par l'Instruction de 1977.

Nota 2 : La valeur de E doit obligatoirement être supérieure à 0,8, valeur qui correspond à un bassin versant en forme de demi-cercle.

La formule à utiliser peut donc se mettre sous la forme :

$$Q_p(T) = \alpha_1 \cdot I^{\alpha_2} \cdot C^{\alpha_3} \cdot A^{\alpha_4} \quad \text{équation 21}$$

8.2.2.3 Choix des paramètres

8.2.2.3.1 Choix des coefficients a et b

Les coefficients a et b permettent de calculer une intensité moyenne maximale correspondant à une période de retour et à une région données par un ajustement des courbes Intensité-durée-fréquence utilisant une relation de type Montana.

Les données pluviométriques disponibles en 2000 sont beaucoup plus nombreuses que celles utilisées lors de l'édition de l'Instruction technique de 1977 et qui concernaient des précipitations mesurées avant 1973. Il est maintenant évident que le découpage de la France en trois régions pluviométriques homogènes, tel qu'il était proposé à l'époque, est très approximatif. Pour mettre en œuvre la méthode de Caquot, on utilisera des ajustements obtenus par les méthodes proposées au paragraphe 8.3.5.3.

8.2.2.3.2 Évaluation de la pente

Pour un bassin versant urbanisé dont le plus long chemin hydraulique L est constitué de tronçons successifs, de longueur L_k (en m) et de pente sensiblement constante I_k (en m/m), l'expression de la pente moyenne qui intègre le temps d'écoulement le long du cheminement le plus hydrauliquement éloigné de l'exutoire est la suivante :

$$I = \left[\frac{L}{\sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}}} \right]^2 \quad \text{équation 22}$$

8.2.2.3.3 Évaluation du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement C peut être pris égal au rapport de la surface imperméable directement raccordée au réseau à la surface totale du bassin versant. Ce mode d'évaluation convient bien pour les pluies moyennes à fortes (périodes de retour comprises entre 1 et 10 ans) et les bassins versants urbanisés.

8.2.2.3.4 Cas des bassins versants en série ou en parallèle

L'application de la méthode de Caquot à un ensemble de bassins versants hétérogènes placés en série ou en parallèle est délicate. Il est en effet nécessaire de rechercher les caractéristiques du bassin versant équivalent. Le tableau suivant fournit les règles d'assemblage à utiliser, sachant que dans certains cas des anomalies peuvent apparaître (par exemple un débit de pointe à l'aval de deux bassins versants en parallèle supérieur à la somme des débits des deux bassins versants pris séparément).

Paramètres équivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	E_{eq}
Bassins en série	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i}$	$\left(\frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right)^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i}$	$\frac{\sum I_i \cdot Q_{p_i}}{\sum Q_{p_i}}$	$\frac{L(t_{c \max})}{\sqrt{\sum A_i}} (*)$

(*) Cette formule remplace celle proposée dans l'Instruction technique de 1977 : $\frac{L(Q_{p_i \max})}{\sqrt{\sum A_i}}$

jugée trop majorante.

Tableau 42.: Détermination des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage de bassins versants en série ou en parallèle.

8.2.2.4 Limites et précautions à prendre

La méthode de Caquot a été très largement utilisée en France depuis plus d'un demi siècle, sans conduire à des catastrophes en terme de conception des ouvrages. On peut donc légitimement considérer qu'elle fournit des résultats sensiblement corrects. Il est cependant nécessaire d'insister sur les limites de la méthode, qui apparaissent à différents niveaux.

8.2.2.4.1 Limites sur les données pluviométriques

Le découpage proposé par l'Instruction technique en 3 zones de pluviométrie supposées homogènes était cohérent au regard de la très faible quantité de données disponibles à l'époque. Il est aujourd'hui évident qu'il ne correspond pas à une réalité climatique très claire. La variabilité de la pluviosité peut en effet être très grande à des échelles de quelques dizaines de kilomètres et les imprécisions dues à ce découpage grossier peuvent être très importantes. Des données beaucoup plus précises sont maintenant disponibles (en particulier auprès de la [météorologie nationale](#)) et il est indispensable de les utiliser. On trouvera par exemple dans [Coste & Loudet](#) (1987, 1991), des valeurs par département.

8.2.2.4.2 Limites sur les caractéristiques des bassins versants

L'Instruction technique de 1977 limitait déjà l'utilisation de cette méthode à des bassins versants présentant des caractéristiques strictes : surface du bassin versant inférieure à 200 hectares, pente comprise entre 0,2% et 5%, coefficient d'imperméabilisation supérieur à 20%.

De façon plus qualitative, la méthode de Caquot ne s'applique correctement qu'à des bassins versants urbains, homogènes, équipés d'un réseau d'assainissement correctement dimensionné, sans ouvrages spéciaux (de stockage ou de dérivation), et fonctionnant à surface libre. L'expérience acquise en utilisant les logiciels de simulation hydraulique montre que ces conditions de fonctionnement sont très rarement rassemblées dans un bassin versant dès lors que sa surface dépasse quelques dizaines d'hectares.

8.2.2.4.3 Limites sur les résultats fournis

La méthode de Caquot ne donne qu'une indication sur la valeur du débit maximum. Elle ne permet en aucun cas d'obtenir d'informations complémentaires sur la forme de l'hydrogramme à l'exutoire ou sur certaines de ses caractéristiques (temps de montée, volume, etc.). Elle conduit parfois à des aberrations, en particulier lors de l'assemblage des bassins versants.

8.2.2.4.4 Limites sur les objectifs possibles

La méthode de Caquot est exclusivement une méthode d'aide au dimensionnement des collecteurs. Elle ne peut en aucun cas être utilisée pour établir un diagnostic de fonctionnement d'un réseau existant. Elle ne présente que très peu d'intérêt pour les études visant à déterminer les flux de pollution arrivant à la station d'épuration ou rejetés par les déversoirs d'orage.

En résumé, il apparaît que cette méthode peut encore rendre des services dans certains cas, mais que son domaine d'application doit être très fortement réduit par rapport aux pratiques antérieures.

8.2.3 Méthode des pluies et méthode des volumes

Ces méthodes qui étaient conseillées par l'Instruction technique de 1977, ont pour objectif de permettre de dimensionner facilement les volumes des ouvrages de stockage.

8.2.3.1 Méthode des pluies

8.2.3.1.1 Hypothèses

La méthode suppose :

- que le débit de fuite de l'ouvrage de stockage est constant ;
- qu'il y a transfert instantané de la pluie à l'ouvrage de retenue, c'est à dire que les phénomènes d'amortissement dus au ruissellement sur le bassin sont négligés (cette méthode ne sera donc applicable que pour des bassins versants relativement petits - quelques dizaines d'hectares - et ne contenant aucun ouvrage de stockage ou de régulation) ;
- que les événements pluvieux sont indépendants ; ceci signifie que lors des dépouillements, les périodes de temps sec ne sont pas prises en compte.

8.2.3.1.2 Principes de la méthode

Pour appliquer la méthode, on s'appuie sur des dépouillements de pluies identiques à ceux opérés pour la construction des courbes Intensité-durée-fréquence (voir le paragraphe 8.3.5.3). Sur un ensemble d'épisodes pluvieux mesurés pendant p années, on calcule les p intensités moyennes maximales annuelles i_m pour différents intervalles de temps $k \cdot \Delta t$ où Δt est le pas de mesure. On réalise ensuite un classement fréquentiel des valeurs de i_m . On peut ainsi déterminer des courbes d'intensités moyennes maximales pour des durées d'analyse et des fréquences F (ou périodes de retour T) différentes.

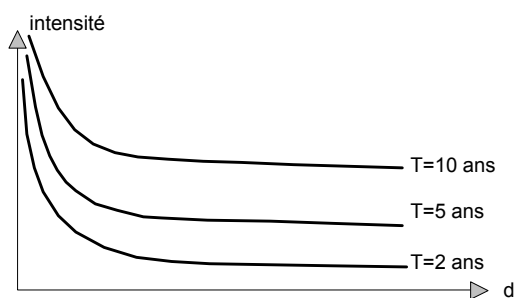


figure19: Courbes Intensité-durée-fréquence.

Pour calculer le volume de la retenue, il est nécessaire de transformer ces intensités $I_m(k.\Delta t, T)$ en hauteurs $h(k.\Delta t, T)$:

$$h(k.\Delta t, T) = i_m(k.\Delta t, T) \times k.\Delta t \quad \text{équation 23}$$

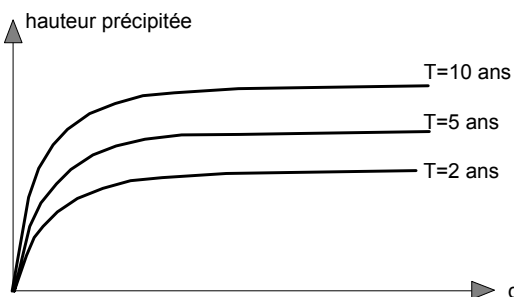


figure20: Courbes Hauteur-durée-fréquence.

Ces courbes déterminées statistiquement représentent l'évolution des hauteurs précipitées pour différentes durées ; on parle aussi de courbes "enveloppes". Ce ne sont donc pas des courbes décrivant l'évolution des apports cumulés en fonction du temps pour un ensemble de pluies.

On peut également faire directement les dépouillements sur les hauteurs. Sur un ensemble d'épisodes pluvieux mesurés pendant p années, on repère les p hauteurs maximales annuelles h pour différents intervalles de temps $k.\Delta t$, puis on réalise un classement fréquentiel des valeurs de h permettant de déterminer directement les courbes Hauteur-durée-fréquence. On évite ainsi les approximations faites sur le lissage des courbes IDF.

On suppose ensuite que l'ouvrage a un débit de fuite constant Q_s que l'on exprime sous la forme d'un débit spécifique q_s :

$$q_s = 360 \frac{Q_s}{S_a} \quad \text{équation 24}$$

avec :

- q_s : en mm/h ;
- Q_s : en m^3/s ;
- S_a : en ha.

S_a est la surface active de ruissellement alimentant l'ouvrage de stockage. Elle est déterminée par le produit du coefficient d'apport C_a et de la surface totale du bassin versant drainé.

Ainsi, on peut tracer conjointement la hauteur précipitée pour une période de retour donnée $h(k.\Delta t, T)$ et la courbe représentant l'évolution des hauteurs d'eaux évacuées $q_s.k.\Delta t$ en fonction des durées d'évacuation $k.\Delta t$.

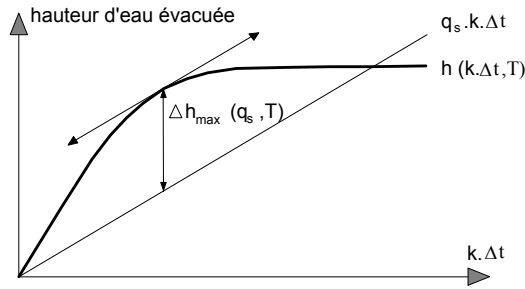


figure21: Superposition de la courbe Hauteur-durée pour une fréquence choisie et de la courbe d'évacuation.

Les différences $\Delta h(q_s, T, k.\Delta t)$ entre les courbes $q_s.k.\Delta t$ et $h(k.\Delta t, T)$ correspondent aux hauteurs à stocker pour différentes durées $k.\Delta t$. Le maximum $\Delta h_{\max}(q_s, T)$ correspond à la hauteur totale à stocker. Le volume d'eau à stocker se détermine alors facilement par :

$$V = 10 \times \Delta h_{\max}(q_s, T) \times S_a \quad \text{équation 25}$$

avec :

V : en m^3 ;

Δh_{\max} : en mm ;

S_a : en ha.

En l'absence de données locales spécifiques à la méthode des pluies, il est possible d'utiliser les courbes IDF dont le mode de construction est fourni au paragraphe 8.3.5.3. Il faut ensuite construire les courbes hauteur-durée-fréquence à partir de ces courbes IDF. Différentes précautions doivent être prises. En particulier, les ajustements des courbes IDF ne sont valables que pour une plage donnée de durées. La courbe IDF utilisée doit donc être choisie en fonction de la durée de vidange attendue.

8.2.3.2 Méthode des volumes

8.2.3.2.1 Hypothèses

La méthode repose sur les hypothèses suivantes :

- le débit de fuite de l'ouvrage de stockage est supposé constant ;
- qu'il y a transfert instantané de la pluie à l'ouvrage de retenue, c'est à dire que les phénomènes d'amortissement dus au ruissellement sur le bassin sont négligés (cette méthode ne sera donc applicable que pour des bassins versants relativement petits - quelques dizaines d'hectares - et ne contenant aucun ouvrage de stockage ou de régulation) ;

Attention : Une erreur très fréquemment commise consiste à utiliser des courbes IDF correspondant à des durées courtes (le plus souvent celles de l'Instruction technique de 1977 qui correspondent à des durées de 6 minutes à 2heures) pour calculer par la méthode des pluies des ouvrages qui se vidangent en plusieurs heures (parfois 12 ou 24 heures). Ce mode de calcul peut entraîner des surestimations extrêmement importantes des volumes nécessaires (parfois dans un rapport de 1 à 2). Il est donc impératif de choisir des ajustements correspondant aux durées de vidange attendues.

8.2.3.2.2 Principes de la méthode

La méthode des volumes diffère de la méthode des pluies par le fait que l'on essaye de mieux prendre en compte la réalité de la distribution temporelle des apports dans la retenue. Pour ce faire, on considère qu'un épisode pluvieux ne se termine qu'à la fin de la vidange (théorique) de la retenue.

Une des façons les plus courantes pour dépouiller les données consiste à tracer sur un même graphe l'évolution en fonction du temps de la hauteur d'eau précipitée cumulée et celle de la hauteur d'eau vidangée cumulée. Cette deuxième quantité est simple à évaluer, puisque le modèle repose sur l'hypothèse que le débit de vidange (exprimé en hauteur d'eau) est constant et égal à q_s (du moins tant qu'il y a suffisamment d'eau dans la retenue pour l'alimenter). La courbe de hauteur vidangée cumulée est alors constituée de segments de droites horizontaux (lorsqu'il n'y a pas de vidange) et de segments de droites de pente égale à q_s lorsqu'il y a vidange. Le volume maximum à stocker pour un événement pluvieux donné est alors égal à la différence entre les deux courbes (voir la figure 22).

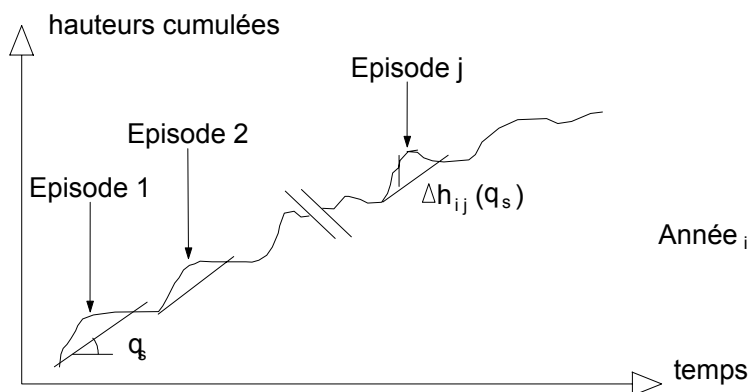


figure22: Courbe des hauteurs cumulées sur la durée d'analyse.

On réalise ensuite un classement fréquentiel de ces valeurs maximales Δh_{\max} , en supposant que la fréquence de retour empirique de l'événement qui a le rang i pour une durée d'observation de N années est égale à :

$$T_i = \frac{r - \alpha}{N + \beta} \quad \text{équation 26}$$

Dans cette relation α et β sont des coefficients empiriques. Le choix le plus simple est $\alpha = \beta = 0$; On peut également utiliser les mêmes valeurs que pour les ajustements des courbes IDF, par exemple $\alpha = 0,5$ et $\beta = 0$ ou $\alpha = 0,3$ et $\beta = 0,4$ (relation de [Bos-Levenbach](#))

On peut ainsi ajuster les points obtenus et construire des graphes $\Delta h_{\max}(q_s, T)$ en fonction de q_s et T (voir la figure 23).

Dans le but, d'une part de faciliter les traitements, et d'autre part de travailler sur des événements indépendants et homogènes, on se contente souvent de ne conserver que les événements les plus forts. Par exemple, si l'on veut construire un abaque dans le but d'un dimensionnement hydraulique (c'est à dire pour des périodes de retour généralement comprises entre 5 et 25 ans), il sera préférable de ne conserver que l'événement maximal pour chaque année de mesure.

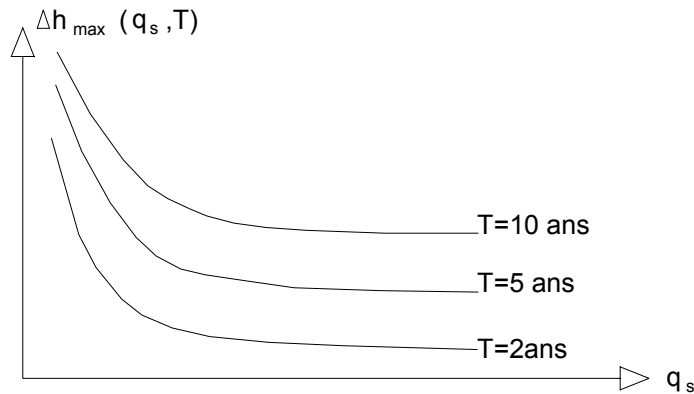


figure23: Courbes permettant la détermination de la hauteur spécifique.

Le volume à stocker est alors déterminé par la relation :

$$V = 10 \times \Delta h_{\max}(q_s, T) \times S_a \quad \text{équation 27}$$

avec :

- V : volume stocké (en m^3) ;
- Δh_{\max} : hauteur cumulée maximum (en mm) ;
- S_a : surface active (en ha).

Le mode de construction peut lui facilement être mis en œuvre localement dès lors que l'on dispose de données pluviométriques sur une durée suffisamment longue (qui devrait être entre 3 et 5 fois la période de retour maximum considérée pour tenir compte de la variabilité interannuelle des pluies).

8.2.3.3 Méthode des débits

8.2.3.3.1 Hypothèses

Cette méthode est présentée ici par souci d'homogénéité, bien qu'elle soit à ranger parmi les méthodes détaillées dans la mesure où elle s'appuie le plus souvent sur un modèle complet du réseau amont. Elle n'impose aucune hypothèse a priori sur le mode de régulation des débits sortants.

8.2.3.3.2 Principes de la méthode

La méthode repose sur la définition de trois relations :

- une relation de conservation des volumes :

$$\frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad \text{équation 28}$$

- avec $Q_e(t)$: débit entrant dans l'ouvrage de stockage (m^3/s) ;
- $Q_s(t)$: débit sortant (m^3/s) ;

Ce principe a été utilisé pour construire les abaques de la méthode recommandée dans l'Instruction technique de 1977. Comme expliqué précédemment pour les régions pluviométriques, très peu de données étaient disponibles lorsque ces abaques ont été construits. Depuis, de nombreuses données ont été recueillies, et ces abaques ne devraient plus être utilisés.

$V_s(t)$: volume stocké dans l'ouvrage (m^3).

- une relation de stockage décrivant l'évolution du volume stocké $V_s(t)$ en fonction de la hauteur d'eau dans le bassin, $h(t)$:

$$V(t) = f(h(t)) \quad \text{équation 29}$$

- une (ou des) relation(s) de vidange décrivant l'évolution du débit de sortie $Q_s(t)$ du bassin en fonction de la hauteur d'eau dans le bassin :

$$Q_s(t) = g(h(t)) \quad \text{équation 30}$$

La hauteur d'eau stockée dans le bassin et le débit sortant peuvent alors être calculés en fonction du temps, en résolvant numériquement le système constitué par les équations (1), (2) et (3), ceci pour n'importe quel hydrogramme entrant.

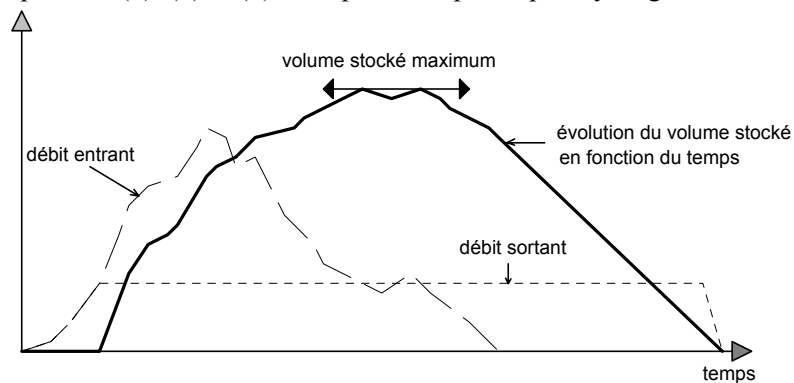


figure24: Évolution des différentes grandeurs en fonction du temps.

Ce type de modèle suppose qu'il ne se produit aucune propagation au sein de l'ouvrage de retenue. Une étude réalisée en 1986 ([Sogreah](#), 1986) montre que cette hypothèse est tout à fait justifiée pour des retenues de surface inférieure à une centaine d'hectares. En effet, des comparaisons ont été menées entre un modèle utilisant la méthode des débits et un code de calcul bidimensionnel reposant sur la résolution des équations complètes de Barré de Saint-Venant à deux dimensions. Les réponses que donnent les deux modèles sont pratiquement identiques en ce qui concerne l'hydrogramme sortant et l'évolution du stock.

Ce modèle nécessite d'être couplé à des modèles de simulation du ruissellement et éventuellement de propagation en conduite pour générer les hydrogrammes entrants (voir le paragraphe 8.3). Il est donc généralement utilisé avec un support informatique (résolution de l'équation de continuité pour des lois de stockage et de vidange quelconques). Il est disponible dans la plupart des logiciels disponibles sur le marché.

L'une des difficultés d'application de ce modèle réside dans la détermination de la loi de vidange pour des ouvrages de sortie complexe. Cette difficulté n'existe cependant pas dans les études de conception où l'on fait des hypothèses simplificatrices (débit constant, simple surverse, vidange par orifice, etc.). Il est aussi possible d'introduire des éléments de régulation en reliant Q_s au temps ou à une caractéristique de l'écoulement en un point quelconque du réseau.

8.2.3.4 Comparaison entre les méthodes

Des comparaisons ont été menées sur des séries pluviométriques longues des stations Montpellier Bel Air et Paris-Montsouris mettant en évidence le fait que la méthode des volumes donnait des valeurs supérieures à celles de la méthode des pluies.

Attention : les abaques de l'Instruction de 1977 ont été établis à partir de séries de mesures faites sur un nombre très réduit de postes pluviométriques. Leur extension à l'ensemble d'une région pluviométrique est dangereuse du fait de l'hétérogénéité de la pluviométrie à l'intérieur d'une même région, mais également, pour les périodes de retour longues, du fait de la faible longueur des séries de mesures utilisées. Par exemple, à Lyon, ces abaques peuvent conduire à un sous-dimensionnement des ouvrages de l'ordre de 30% si le débit de vidange est faible.

L'utilisation de la méthode des volumes suppose donc que l'on construise des abaques locaux adaptés à la pluviométrie. Il est donc conseillé de faire un effort important pour rassembler des données pluviométriques de bonne qualité et de privilégier la méthode des débits.

Les résultats obtenus sur la station Montpellier Bel Air à partir d'enregistrements pluviographiques effectués sur 52 ans montrent des écarts de capacité entre les deux méthodes, pour une période de retour de 10 ans, variant de 5 à 50%.

On comprend bien pourquoi intuitivement. Dans la méthode des pluies, on isole et on extrait les événements "intéressants" d'une série pluviométrique complète, on perd alors la notion de succession des pluies. Or pour certains débits de fuite, et compte tenu du temps de vidange, plusieurs épisodes pluvieux peuvent se produire successivement, la deuxième pluie se produisant alors que le bassin n'est pas complètement vidangé de la première.

8.2.4 Évaluation de la masse totale de pollution rejetée par temps de pluie par les DO

La démarche la plus simple pour calculer globalement la masse de pollution rejetée par temps de pluie par les différents déversoirs d'orage d'un système d'assainissement unitaire consiste à utiliser la méthode suivante :

1) On calcule le volume rejeté en faisant la différence entre le volume précipité d'une part et la somme du volume traité par la station et stocké dans le réseau d'autre part :

$$V_r = V_p - V_t - V_s \quad \text{équation 31}$$

Avec :

- V_r : volume rejeté par les déversoirs pendant la durée de la pluie (m^3),
- V_p : volume produit pendant la durée de la pluie (m^3),
- V_t : volume traité par la station d'épuration pendant la durée de la pluie (m^3),
- V_s : volume stockable dans le réseau (m^3),

2) On calcule la masse rejetée en faisant le produit du volume par une concentration moyenne.

$$M_r = C_o \times V_r \quad \text{équation 32}$$

Avec :

- C_o : concentration moyenne pour le polluant considéré (kg/m^3),
- M_r : masse de pollution rejetée par les déversoirs pendant la durée de la pluie (kg).

Le volume produit peut être évalué par la méthode rationnelle, en prenant soin de tenir compte des pertes initiales, potentiellement importantes en volume pour les petites pluies :

$$V_r = (H_t - PI) \times S \times C \quad \text{équation 33}$$

Avec :

- H_t : Hauteur d'eau totale précipitée (m),
- PI : Pertes initiales (m),
- S : Surface du bassin versant (m^2),
- C : Coefficient de ruissellement.

Le volume traité à la station peut être évalué par la relation :

$$V_t = D \times Q_{sta} \quad \text{équation 34}$$

Avec :

- D : Durée totale de la pluie (s),

Q_{sta} : Débit moyen sortant de la station d'épuration pendant la durée de la pluie (m^3/s),

Le volume que l'on peut stocker dans le réseau est plus difficile à évaluer. On peut l'estimer en regardant quelles sont les pluies les plus faibles qui provoquent un déversement :

$$V_p = V_{p0} - V_t \quad \text{équation 35}$$

Avec :

V_{p0} : volume produit pendant la durée de la plus petite pluie provoquant un déversement (m^3).

Cette méthode a cependant tendance à minimiser V_s . Le volume stocké augmente en effet avec la hauteur d'eau précipitée du fait de l'élévation générale des lignes d'eau. L'ordre de grandeur du volume stocké pour une pluie de période de retour annuelle peut par exemple être deux fois plus important que V_{p0} .

Enfin, la concentration moyenne événementielle peut être évaluée par quelques mesures effectuées sur les effluents en période pluvieuse ou, à défaut, en utilisant des valeurs moyennes issues de la littérature (cf. [8.3.8.2](#)).

8.3 Modèles détaillés

8.3.1 Principes : décomposition en éléments et en sous-phénomènes

Les modèles détaillés reposent sur une double décomposition : décomposition du bassin versant en sous-éléments de natures différentes (sous-bassins versants, tronçons, singularités hydrauliques, etc.) et décomposition du phénomène de transformation pluie-débit-pollution en sous-phénomènes s'appliquant sur chacun des sous-éléments.

Les modèles détaillés sont par nature de type microscopique et reposent, selon les sous phénomènes concernés, sur des approches heuristiques (transformation pluie-débit) ou axiomatiques (transfert en réseau). Dans l'idéal, on essaie de décomposer le système en sous-éléments suffisamment fins pour que les paramètres des modèles deviennent des grandeurs physiques mesurables.

Un cas particulier de modèle détaillé est constitué par les modèles distribués qui reposent sur une décomposition de la surface en sous-éléments de forme géométrique simple (généralement des rectangles ou des triangles) en relation entre eux. La mise en œuvre de ces modèles est facilitée par la disponibilité d'un système d'informations géographiques (SIG). Malgré quelques tentatives dans le domaine urbain, ces modèles sont cependant mieux adaptés à la représentation de bassins versants ruraux dotés d'un système hydrographique naturel.

Quelle que soit la représentation retenue, on cherche généralement à déterminer le (ou les) hydrogramme(s) de crue produit(s) par une (ou plusieurs) pluie(s) particulière(s) ainsi que ses (ou leurs) caractéristiques associées (évolution des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement en fonction du temps), et ceci en différents points du bassin versant. Les résultats sont parfois analysés de façon statistique de façon à pouvoir associer un risque d'apparition à l'une ou l'autre des caractéristiques hydrologiques.

8.3.1.1 Modélisation des bassins versants

Dans le cas général des modèles détaillés, la modélisation des bassins versants est faite par décomposition en sous-unités simples (sous-bassins versants et tronçons) supposés homogènes et sur lesquels on peut appliquer des modèles de représentation adaptés. Cette décomposition peut être plus ou moins fine, comme le montre la figure 25 concernant un bassin versant urbain de 250 ha situé dans l'agglomération lyonnaise.

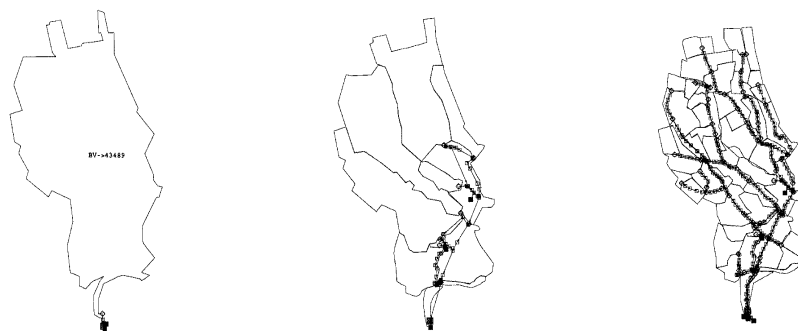


figure25: Exemple de différentes décompositions d'un même bassin versant en sous-unités.

Au vu des modèles généralement utilisés (voir les paragraphes suivants), des surfaces de sous-bassins versants variant de quelques hectares à quelques dizaines d'hectares donnent généralement les meilleurs résultats. Des bassins versants de surface supérieure sont souvent hétérogènes et difficiles à représenter. Des sous-bassins versants de surface trop faible compliquent inutilement les calculs.

8.3.1.2 Modélisation du réseau

Le réseau d'assainissement est lui-même décomposé en sous éléments : tronçons de réseau et ouvrages spéciaux. Comme pour les sous-bassins versants, la finesse du découpage peut être très variable. La longueur des tronçons ne constitue généralement pas un critère déterminant. Il est préférable de se fonder sur l'homogénéité des tronçons eux-mêmes (forme de la section de la conduite, pente, rugosité en particulier) et sur la topologie du réseau (positionnement des extrémités des tronçons sur les confluences, les défluences, les ouvrages spéciaux, etc.).

Le facteur déterminant dans la qualité de la modélisation est souvent la représentation correcte des ouvrages hydrauliques susceptibles de perturber ou de modifier l'écoulement, et en particulier des ouvrages permettant la répartition du débit entre plusieurs branches (défluence, déversoirs d'orage), ou le stockage de volumes importants (bassins de retenue).

8.3.2 Intérêt et limite des modèles détaillés

Les modèles détaillés ne sont pas nécessairement plus précis que les modèles globaux. En revanche, ils permettent de mieux comprendre le fonctionnement du système étudié. En particulier, il est possible de bien comprendre l'importance des facteurs temporels (coïncidence des pointes de débit par exemple). De plus il devient possible d'attribuer une signification physique à certains paramètres et de ce fait l'utilisation et le calage des modèles peuvent être simplifiés.

Comme nous l'avons déjà indiqué, dans le contexte actuel de l'hydrologie urbaine, caractérisé par l'emploi croissant des techniques alternatives, le développement de la gestion en temps réel et la prise en compte des aspects de qualité des eaux pluviales, l'utilisation des modèles détaillés semble devoir se développer. Ce développement est de fait facilité par la diffusion de logiciels de calcul de plus en plus conviviaux et simples à utiliser.

8.3.3 Organisation des modèles de simulation

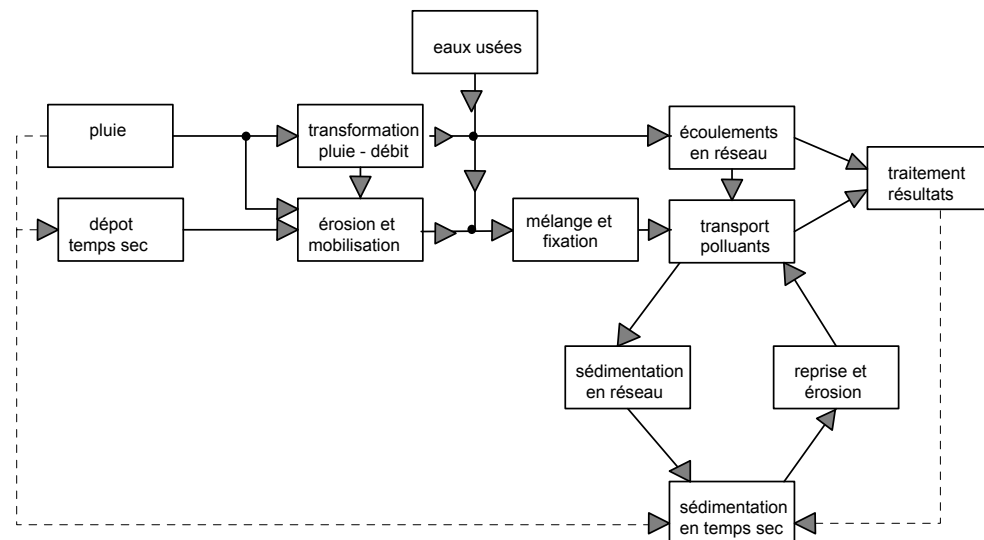


figure26: Schéma général d'organisation des modèles dans le cas d'une modélisation détaillée

La figure ci-dessus présente un schéma très général que l'on peut utiliser lorsque l'on veut décomposer en sous-processus sensiblement indépendants l'ensemble des phénomènes se déroulant dans un système d'assainissement en temps sec et en temps de pluie.

Dans la plupart des cas, on ne représentera pas de façon distincte l'ensemble de ces sous-processus, et les modèles de simulation en regrouperont plusieurs dans la même formulation.

La difficulté de présentation des modèles est liée au fait que ces regroupements ne seront pas toujours les mêmes, selon la nature du problème traité, les spécificités du site ou le point de vue du modélisateur lui-même.

8.3.4 Calcul des débits de temps sec

8.3.4.1 Différentes composantes des débits de temps sec

Dans un système d'assainissement, le débit de temps sec est constitué de différentes composantes ayant deux origines principales : les eaux usées et les eaux parasites.

8.3.4.1.1 Eaux usées

Les eaux usées correspondent à des eaux ayant été utilisées par l'homme. Il s'agit d'une notion moderne. Le mot lui-même, "eau usée", n'est apparu qu'au 20^{ème} siècle. On distingue généralement les eaux usées d'origine domestique et les eaux usées d'origine industrielle.

- Les eaux d'origine domestique sont celles qui ont été utilisées par l'homme pour ses besoins domestiques (cuisines, toilettes, salles de bain, etc.). Elles sont caractérisées par une pollution essentiellement organique, dont la concentration reste relativement constante dans le temps. Les volumes rejetés, ainsi que leur évolution au cours du temps sont fortement corrélés à la consommation d'eau. On dispose

donc de chiffres relativement précis et fiables sur les rejets d'eau domestique. Le volume journalier moyen est généralement compris entre 100 et 180 litres par jour et par habitant. Il varie en fonction de l'équipement sanitaire des habitations, de la saison et du climat.

- Les eaux industrielles sont celles qui ont été utilisées dans le cadre d'une production industrielle. Les eaux industrielles peuvent éventuellement être acceptées (sous réserve de compatibilité, et d'être autorisées) dans le réseau d'eaux usées et mélangées aux eaux domestiques pour être ensuite traitées dans la station d'épuration collective. Elles peuvent également faire l'objet d'un traitement spécifique (cas des installations dites classées) et être rejetées soit dans le réseau pluvial soit directement dans le milieu naturel.
- Les eaux résultant du lavage des chaussées, des caniveaux, des places de marché, etc., sont également produites en temps sec. Ces eaux présentent souvent des concentrations très importantes en polluants divers (hydrocarbures et métaux lourds en particulier). Si elles sont recueillies par un réseau unitaire, elles viennent se mélanger aux eaux usées, si elles sont collectées par un réseau séparatif eaux pluviales, elles sont rejetées directement dans le milieu naturel.

8.3.4.1.2 Eaux parasites

Les eaux parasites sont des eaux qui transitent dans un réseau d'assainissement non conçu pour les recevoir, ce qui induit souvent des effets dommageables pour le fonctionnement des ouvrages, notamment les stations d'épuration. En pratique, ce mot est surtout utilisé pour désigner une eau claire (généralement très peu polluée), introduite dans un système d'assainissement unitaire ou séparatif (eau claire parasite ou ECP), on parle alors d'intrusion d'eau claire parasite. L'origine des eaux parasites est multiple. On distingue classiquement :

- les eaux parasites de captage, qui sont des apports ponctuels et qui résultent de l'ensemble des raccordements non conformes tels que les branchements d'eau pluviale, captages de sources, rejets d'eaux claires industrielles, raccordements de drains, etc. ;
- les eaux parasites d'infiltration, correspondant à des infiltrations diffuses, et qui peuvent s'introduire dans le réseau à travers des joints non étanches, des fissures, des échelons de regard mal scellés, etc..

8.3.4.2 Répartition des apports dans le temps

Les apports d'eau usée et d'eau parasite peuvent fluctuer de façon importante, suivant des cycles journaliers (cycle annuel, cycle hebdomadaire, cycle journalier), ou suivant des alternances d'événements (période pluvieuse, période sèche). Ces fluctuations sont cependant généralement lentes, et un pas de temps de l'ordre de l'heure est suffisant pour en décrire la dynamique.

La reproduction d'un hydrogramme ou d'un pollutogramme en un point particulier, pendant les périodes sèches (ou la reproduction de la contribution des eaux usées ou des eaux parasites pendant une pluie), reste difficile et nécessite de façon systématique des mesures locales. Il est préférable pour les calculs de séparer les eaux usées et les eaux parasites.

8.3.4.2.1 Cas des eaux usées

Le calcul des eaux usées peut se décomposer en deux étapes qui peuvent être traitées indépendamment.

La première étape consiste à évaluer le volume journalier moyen d'eau usée produit par chaque sous bassin versant, éventuellement en fonction de la saison (ceci est

particulièrement important dans les villes où la population varie beaucoup au cours de l'année) ou en fonction du jour de la semaine.

La seconde étape consiste à répartir ce volume au cours de la journée, sous la forme d'un hydrogramme journalier, généralement défini par 24 valeurs de débit moyen horaire.

La démarche la plus adéquate pour calculer le volume journalier moyen produit par chaque sous-bassin versant consiste à utiliser sa population et la consommation d'eau facturée (ou éventuellement un rejet standard de 150 litres par jour et par personne).

La répartition de ce volume sur la journée se fait ensuite de façon à retrouver au mieux les formes d'hydrogrammes observées à l'aval lors des campagnes de mesures.

8.3.4.2.2 Cas des eaux parasites

Selon leur origine et leur nature, les apports d'eau claire parasite sont inégalement répartis dans le temps. On peut ainsi distinguer :

- les apports permanents, non liés à la situation climatique, éventuellement variables selon la saison (drainage d'une nappe souterraine à niveau stable) (on parle dans ce cas d'eau claire parasite permanente) ;
- les apports pseudo-permanents, se maintenant parfois plusieurs jours après une pluie et correspondant principalement à la pénétration d'eau de nappes à niveau variable ;
- les apports rapides, se manifestant pendant les événements pluvieux et disparaissant quelques minutes, éventuellement quelques heures après la fin de l'épisode pluvieux. Ils peuvent correspondre soit à des mauvais branchements, soit à un drainage rapide des sols.

Les deux derniers types d'apport sont parfois qualifiés d'eaux claires parasites météoritiques.

Jusqu'à une période récente, une façon simple d'estimer les apports permanents en eaux claires parasites consistait à effectuer une mesure nocturne de débit. Cette pratique devient plus contestable avec la généralisation de l'utilisation d'appareils ménagers à démarrage différé (lave-linges, lave-vaisselles, etc.), conçus pour bénéficier de tarifs préférentiels pour l'électricité. On peut cependant encore considérer que, entre 2 heures et 5 heures du matin, les eaux claires parasites permanentes représentent l'essentiel de l'écoulement, particulièrement les dimanches et au mois d'août.

L'estimation des apports pseudo-permanents, et surtout celle des apports rapides est beaucoup plus délicate et nécessite des mesures continues du débit, éventuellement complétées par une modélisation hydrologique et hydraulique.

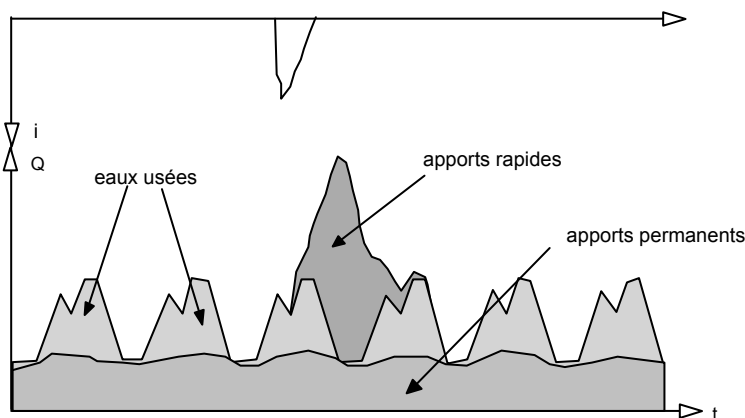


figure27: Différents types d'apports d'eaux claires parasites.

La modélisation correcte des apports en eau parasite est souvent indispensable, par exemple lorsque l'on veut calculer les apports à une station d'épuration.

Une méthode possible consiste à modéliser séparément la composante annuelle et la composante événementielle.

La composante saisonnière est représentée par un hydrogramme annuel supposant des variations linéaires de débit entre des valeurs mesurées à intervalles réguliers, par exemple une fois par mois, en valeur nocturne (entre 2 et 5 heures) et après une période sèche la plus longue possible (5 jours sans pluie si possible).

La composante événementielle peut être évaluée en utilisant une méthode développée par [Chocat](#) (2001a). Cette méthode suppose que le débit d'infiltration croît linéairement pendant les périodes pluvieuses jusqu'à une valeur qui est fonction de la hauteur totale précipitée (sans jamais dépasser une valeur de débit maximum), puis décroît toujours linéairement pendant la période sèche, jusqu'à une valeur de débit minimum qui est atteinte après une durée constante, indépendante de la pluie.

En notant :

- Q_{inf_mini} : débit minimum d'infiltration d'eau parasite,
- Q_{inf_max} : débit maximum d'infiltration d'eau claire parasite,
- Q_{inf_deb} : débit d'infiltration d'eau parasite au début de l'événement traité,
- Q_{inf_fin} : débit d'infiltration d'eau claire parasite à la fin de l'événement traité,
- $Q_{inf}(t)$: débit d'infiltration d'eau claire parasite au temps t ,
- k_1 : temps nécessaire après une pluie pour ré-essuyer le sol (revenir au débit minimum),
- k_2 : constante de temps de la courbe d'évolution du débit d'eau parasite pendant la période pluvieuse,
- H_t : hauteur totale d'eau précipitée durant l'événement pluvieux,
- D_t : durée totale de la pluie,
- DTS : durée temps sec entre les 2 événements.

On utilise les relations suivantes :

Pour calculer le débit initial :

pour le premier événement simulé :

$$Q_{inf_deb} = Q_{inf_mini} \quad \text{équation 36}$$

pour les événements suivants :

$$Q_{inf_deb} = Q_{inf}(t) \quad \text{équation 37}$$

Pour calculer le débit maximum d'infiltration à la fin de la pluie :

$$Q_{inf_fin} = Q_{inf_max} - (Q_{inf_max} - Q_{inf_deb}) e^{-k_2.Ht} \quad \text{équation 38}$$

Pour calculer le débit d'infiltration à la fin la période de temps sec qui précède l'événement suivant :

Si $t_1 < k_1$ alors

$$Q_{inf_deb} = Q_{inf_fin} + DTS / k_1 \cdot (Q_{inf_fin} - Q_{inf_mini}) \quad \text{équation 39}$$

Sinon

$$Q_{inf_deb} = Q_{inf_mini} \quad \text{équation 40}$$

Pour calculer le débit d'infiltration au temps t après le début de la pluie :

$$Q_{inf}(t) = Q_{inf_deb} + (Q_{inf_fin} - Q_{inf_deb}) \cdot t / D_t \quad \text{équation 41}$$

Pour calculer le débit d'infiltration au temps t après la fin de la pluie :

si $t < k_1$

$$Q_{inf}(t) = Q_{inf_fin} - (Q_{inf_fin} - Q_{inf_min}) \cdot t / k_1 \quad \text{équation 42}$$

si $t > k_1$

$$Q_{inf}(t) = Q_{inf_min} \quad \text{équation 43}$$

8.3.5 Représentation de la pluie

8.3.5.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de fournir des informations relatives à la connaissance et à la modélisation des phénomènes pluvieux du point de vue de l'hydrologie urbaine, c'est à dire en relation avec les zones urbanisées, à des échelles de temps et d'espace relativement petites (quelques minutes à quelques heures, quelques hectares à quelques milliers d'hectares), et du point de vue des conséquences de la pluie sur le fonctionnement des réseaux d'assainissement, du milieu urbain et des impacts sur les milieux aquatiques. Les processus de base conduisant à la formation de la pluie sont bien décrits dans les ouvrages classiques de météorologie et ne seront pas abordés ici, pas plus que les aspects relatifs à sa mesure qui sont abordés par ailleurs.

Le choix de l'entrée est bien évidemment déterminant dans les résultats et la modélisation de la pluie constitue souvent l'un des problèmes les plus délicats à résoudre. Dans tous les cas, il est nécessaire de connaître l'évolution des intensités en fonction du temps (hyéogramme), et ceci avec un pas de temps de décomposition en rapport avec le temps de réaction du bassin versant (des pas de temps de quelques minutes sont généralement bien adaptés).

Si la surface totale du bassin versant est importante (supérieure à 10 km²), il devient nécessaire de tenir compte de la répartition spatiale de la pluie. Ceci peut se faire simplement en prenant en compte un coefficient d'abattement spatial, mais cette méthode n'a pas véritablement de fondement physique. Il est donc préférable d'utiliser de véritables modèles distribués, qui nécessitent une information pluviométrique importante (réseau dense de pluviomètres ou radar météorologique).

On peut prendre en compte une pluie unique qui peut être une pluie de projet ou une pluie historique, ou un ensemble structuré d'événements pluvieux.

Une pluie de projet est une pluie synthétique, dont le hyétogramme présente une forme simple et dont les caractéristiques peuvent généralement être déterminées en fonction des courbes Intensité-Durée-Fréquence. De nombreux modèles ont été proposés dans différents pays (pluie type Keiffer ou type Chicago, pluie double triangle, etc.). La plupart prennent en compte une période de pluie intense et de durée courte (quelques dizaines de minutes), entourée par une pluie de durée plus longue (3 à 6 heures) et d'intensité plus faible. L'hypothèse de base de ces méthodes est que le débit maximum produit à l'exutoire a la même période de retour que celle de la caractéristique principale de la pluie (généralement l'intensité pendant la période de pluie intense). Cette hypothèse est souvent difficile à vérifier. Une autre question concerne le choix des paramètres temporels. En général on choisit une durée caractéristique (durée totale, durée de la période de pluie intense, etc.) en relation avec un temps caractéristique du bassin versant (temps de concentration, lag time, etc.).

Une alternative aux pluies de projet est constituée par les pluies historiques. Une pluie historique est un événement réel, observé sur le site d'étude ou sur un site de pluviosité comparable, et que l'on considère comme un événement de référence contre lequel on souhaite se protéger. Il n'est généralement pas possible d'affecter une période de retour à la pluie elle-même (mais seulement à certaines de ses caractéristiques). Ce type d'entrée, qui fait référence à la mémoire collective, constitue cependant une bonne solution pour expliquer des choix d'aménagement à des décideurs.

Si l'on dispose de capacités de calcul et de données suffisantes, l'idéal est d'utiliser une chronique de pluies. Une chronique de pluies est constituée par tout ou partie des pluies significatives observées sur le site d'étude (ou sur un site de pluviosité comparable) pendant une durée d'observation du même ordre de grandeur (idéalement deux à trois fois plus importante) que la période de retour contre laquelle on veut se protéger. Chacune des pluies de la chronique est simulée indépendamment et les résultats peuvent ensuite être analysés statistiquement. La chronique peut être complète (toutes les pluies sont simulées) et même éventuellement continue (on simule également les périodes de temps sec séparant les pluies). Elle peut également être incomplète. Dans ce dernier cas, les stratégies les plus classiques consistent à répartir les pluies en différentes classes (par exemple en fonction de la durée et de la hauteur totale) et à ne simuler qu'une seule pluie de chaque classe supposée représentative de toutes les pluies de la classe.

8.3.5.2 Définition des événements pluvieux

Sauf dans le cas de la simulation continue, il est nécessaire de commencer par définir des événements pluvieux "indépendants". Cette opération est loin d'être simple. L'indépendance des événements n'est en effet pas une notion intrinsèque et elle est fonction du bassin versant étudié. En pratique, on considère que deux précipitations sont indépendantes si les effets résultant de la première ont cessé avant le début de la deuxième. Par exemple, sur un réseau unitaire, le débit doit être revenu au niveau du débit de temps sec après la première période de pluie avant que la deuxième période pluie ne commence pour considérer que les deux périodes de pluie constituent deux événements indépendants. Dans le cas contraire, si les deux hydrogrammes de crue se chevauchent, on considérera que les deux précipitations constituent un seul événement pluvieux (voir la figure 28). Le choix de la durée de précipitation nulle séparant deux événements pluvieux supposés indépendants dépend ainsi de la réponse du bassin versant aux événements pluvieux, réponse elle-même fonction des caractéristiques des surfaces et du réseau. Dans le cas où le système d'assainissement comprend des ouvrages

retardant les écoulements (bassins de retenue, vannes de régulation, etc.), les effets consécutifs à une précipitation peuvent perdurer plusieurs heures, voire plusieurs dizaines d'heures après la fin de l'événement pluvieux. On peut alors être conduit à choisir une durée de précipitation nulle très longue pour distinguer des événements indépendants.

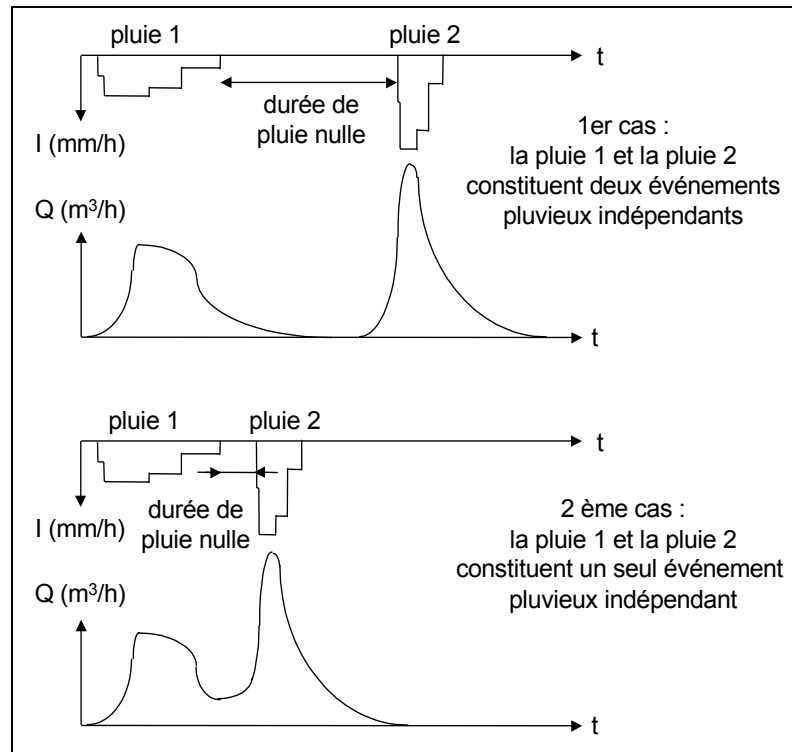


figure28: Définition d'événements pluvieux indépendants

Dans certains cas, l'indépendance des événements pluvieux peut nécessiter la prise en compte de critères autres que des critères hydrauliques simples. Parmi les critères possibles, on peut citer les infiltrations d'eau parasite dans le réseau, les impacts de l'événement pluvieux sur le fonctionnement de la station d'épuration, ou encore les impacts de l'événement pluvieux sur la qualité du milieu naturel (par exemple, les critères de retour à une concentration en oxygène dissous ou à une turbidité donnée après la pluie peuvent être utilisés). Dans ces conditions, les durées de précipitation nulle entre deux événements indépendants peuvent devenir très longues et entraîner des regroupements importants de précipitations, voire justifier des simulations en continue prenant en compte les périodes de temps sec.

8.3.5.3 Courbes IDF

Les courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) ou Hauteur-Durée-Fréquence (HDF) permettent d'associer une fréquence de dépassement F (ou une période de retour $T = 1 / F$) à une intensité moyenne I , ou à une hauteur H , observée sur une durée D . La période de retour T correspond à l'intervalle de temps moyen séparant deux événements dont l'intensité moyenne ou la hauteur atteint ou dépasse un seuil donné. La période de retour T est généralement exprimée en années.

Jusqu'au début des années 1980, on s'est surtout intéressé aux événements rares, de périodes de retour égales ou supérieures à 10 ans, intéressants du point de vue de leurs conséquences hydrauliques (inondations, débordements ou insuffisances des réseaux, etc.). La prise en compte des rejets polluants en temps de pluie a conduit

depuis le milieu des années 1980 à s'intéresser de plus en plus aux événements de courtes périodes de retour, souvent inférieures à un an, susceptibles de porter préjudice au milieu naturel.

8.3.5.3.1 Principes de construction des relations IDF

Les courbes IDF ou HDF sont établies en utilisant une technique statistique simple, dite de classement fréquentiel, dont les principes sont rapidement décrits ci-après. En pratique, il existe plusieurs façons de conduire chacune des étapes, ce qui explique qu'avec une même série pluviométrique des auteurs différents peuvent trouver des résultats dissemblables.

- étape 1 : on considère un échantillon de N événements pluvieux mesurés pendant P années. Selon les méthodes utilisées, il peut s'agir des N événements les plus violents observés, des événements dépassant un seuil, de tous les événements, etc.. Pour simplifier les calculs, on prend souvent $N = P$, mais ceci n'est nullement indispensable.
- étape 2 : on choisit un pas d'observation de la pluie D , par exemple 15 minutes. Pour simplifier les calculs, il est préférable que D soit un multiple entier du pas de temps Δt de discrétisation de la pluie (il faut bien évidemment que Δt soit inférieur à D , ce qui montre à nouveau l'intérêt de travailler avec des pas de temps fins de l'ordre de 1 ou 2 minutes en hydrologie urbaine). Les pas d'observations généralement retenus sont 5mn ou 6mn, 15mn, 30mn ; 1h, 2h, 3h, etc..
- étape 3 : pour chaque événement pluvieux, on cherche la période de durée D pendant laquelle l'intensité I ou la hauteur H est maximale. Là encore, il existe différentes façons de procéder, selon que l'on utilise une origine des temps fixe ou mobile pour le début des pas d'analyse. Par exemple, si les pluies sont enregistrées avec un pas de temps de 5 minutes et que l'on fasse le calcul pour un pas d'analyse de 15 minutes, on peut considérer uniquement les périodes de temps 0-15 mn, 15mn-30mn, 30mn-45mn, etc. (dépouillement à origine des temps fixe) ou 0-15mn, 5mn-20mn, 10mn-25mn, etc. (dépouillement à origine variable). Le dépouillement à origine variable est généralement le plus satisfaisant. Voir la figure 29.

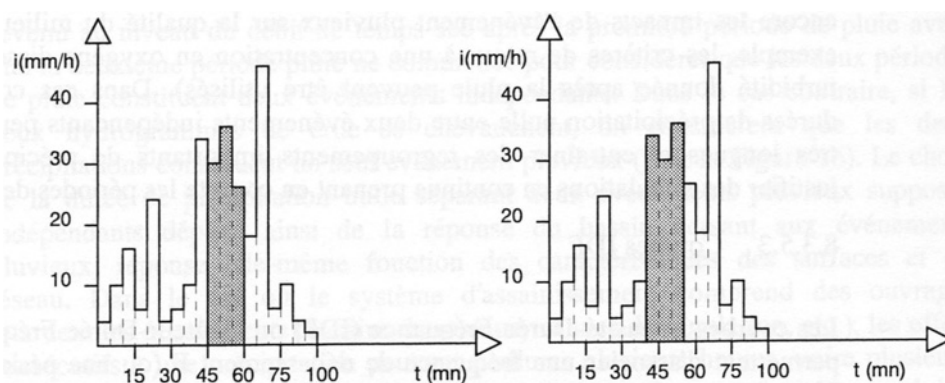


figure29: Différence entre dépouillement à origine fixe et dépouillement à origine variable

- étape 4 : on dispose alors de N valeurs d'intensité ou de hauteur maximale sur la durée D que l'on range dans un ordre décroissant.
- étape 5 : on attribue aux N valeurs décroissantes les fréquences empiriques de dépassement F . La solution la plus simple consiste à

considérer que la fréquence de l'événement de rang r est égal à r / N . Cependant, des considérations mathématiques sur la distribution statistique des événements conduisent généralement à utiliser des relations de la forme :

$$F = \frac{r - \alpha}{N + \beta} \quad \text{équation 44}$$

L'une des plus satisfaisantes est la relation de Bos-Levenbach qui suppose que la variable suit une loi exponentielle :

$$F = \frac{r - 0,3}{N + 0,4} \quad \text{équation 45}$$

les périodes de retour T correspondantes, en années, sont données par la relation :

$$T = \frac{N + 0,4}{r - 0,3} \cdot \frac{P}{N} \quad \text{équation 46}$$

- étapes suivantes : on réitère les étapes 1 à 5 pour les autres durées D choisies.
- étape finale : la dernière étape consiste à reporter sur un graphe les valeurs d'intensité (ou de hauteur) obtenues pour les différentes valeurs de pas de dépouillement et correspondant à une même période de retour, puis à rechercher une relation mathématique permettant de lisser au mieux les points obtenus. Cette étape a pour but de permettre l'estimation d'une intensité correspondant à une période de retour donnée sur n'importe quelle durée. Différentes relations ont été proposées depuis 150 ans. Parmi les plus classiques, on peut citer :

- la formule de Montana (ne pas utiliser pour $D < 5$ minutes car $I \rightarrow \infty$ lorsque $D \rightarrow 0$) :

$$I(D, F) = a(F) \cdot D^{b(F)} \quad \text{équation 47}$$

- la formule de Talbot :

$$I(D, F) = \frac{a(F)}{D + b(F)} \quad \text{équation 48}$$

- la formule à trois paramètres (Keifer & Chu, 1957) :

$$I(D, F) = \frac{a(F)}{(D + b(F))^{c(F)}} \quad \text{équation 49}$$

Dans ces trois relations, a , b et c sont des coefficients numériques dépendant de la fréquence F (ou de la période de retour T), du site de mesure et de la durée D des pluies (attention, les unités employées sont souvent différentes selon les auteurs).

Un exemple de courbes IDF est donné par la figure 30. L'incertitude sur les intensités correspondant aux périodes de retour supérieures à 20 ans est très grande du fait de la faible longueur relative de la durée d'observation.

Attention : Ces formules (et en particulier les deux premières) ne sont généralement valables que pour une fourchette de valeurs de D entre 6 minutes et 2 heures, entre 1 heure et 6 heures, etc.). Il est extrêmement dangereux de les utiliser en dehors de leur domaine de validité.

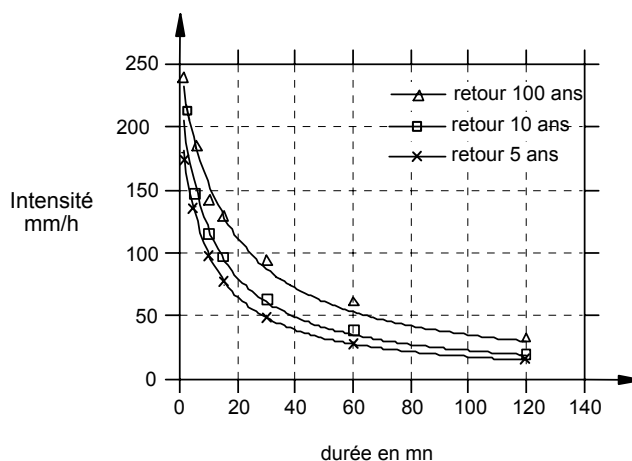


figure30: Courbes Intensité-durée-fréquence de la station de Paris-Montsouris entre 1927 et 1978 pour les périodes de retour de 5, 10 et 100 ans. Ajustements par la formule de Talbot.

8.3.5.3.2 Critique et limite de la méthode des courbes IDF

Le problème principal associé à la méthode des courbes IDF est dû à la grande variabilité inter-annuelle des précipitations. Si l'on compare les résultats obtenus sur un même site pour deux périodes de temps consécutives de même durée, on obtient ainsi souvent des résultats très différents : une pluie décennale sur une durée particulière dans la première série peut très bien devenir annuelle dans la seconde.

De façon un peu empirique, on considère généralement que pour estimer avec une incertitude acceptable un événement de période de retour T , il faudrait disposer d'observations sur une durée de 5 à 7 fois la valeur de T exprimée en années (3 fois étant un minimum en dessous duquel il ne faudrait pas descendre). Cette condition impose des durées d'observation très longues dès lors que l'on s'intéresse à des périodes de retour un peu longue (30 ans minimum et 70 ans souhaitables pour estimer la pluie décennale).

Il est en outre nécessaire que les conditions climatiques puissent être considérées comme stationnaires pendant la période de mesure (pas de changement climatique global ni local), de même que les conditions d'observation (pas de modification de l'appareil de mesure, de l'environnement de la station, du mode de suivi des appareils, du mode de dépouillement des données, etc.). Ces conditions sont également difficiles à remplir sur des durées importantes, surtout en milieu urbain, où l'environnement change rapidement.

Certaines de ces difficultés peuvent être surmontées en multipliant le nombre de points d'observation. En théorie, effectuer pendant 10 ans des mesures sur dix sites indépendants et climatiquement identiques est équivalent à faire des mesures en un seul point pendant 100 ans. En pratique, du fait de la taille des systèmes météorologiques associés aux précipitations, il est difficile de concilier indépendance des événements et homogénéité du climat. Cette approche permet cependant, moyennant certaines précautions, d'allonger artificiellement et de façon conséquente les durées d'observation.

Enfin, une dernière difficulté est associée au traitement purement statistique des données. On mélange en effet des pluies d'origines météorologiques différentes, et donc de caractéristiques différentes. Les échantillons utilisés pour les statistiques ne sont donc pas homogènes. Pour utiliser une image simple, on va dans une ferme et on pèse indifféremment tous les animaux : cochons, poules, vaches et moutons,

puis on fait des statistiques et on construit une relation permettant de prévoir la probabilité que dans cette ferme un animal dépasse un poids donné. Outre les difficultés d'ajustement de la relation dues au caractère non homogène de l'échantillon, cet ajustement ne permettra certainement pas de prévoir le poids du plus gros animal dans une autre ferme où il y aura des chevaux de trait.

Malgré ces difficultés, la méthode des courbes IDF est cependant incontournable car c'est la seule qui permette d'associer un risque chiffré à l'aléa pluvieux. Elle est indispensable pour évaluer la période de retour associée à une pluie observée. Elle fournit les valeurs d'intensités nécessaires à la mise en œuvre de la méthode rationnelle ou de la méthode de Caquot. Enfin elle sert de base à la construction des pluies de projet les plus utilisées (voir le paragraphe 8.3.5.4).

Elle doit cependant être utilisée avec beaucoup de précautions pour éviter de tomber dans l'un des nombreux pièges que cache son apparente simplicité.

8.3.5.4 Les pluies de projet

La pluie est par nature un phénomène aléatoire et non reproductible. Or les méthodes traditionnelles de conception réclame des entrées normalisées, déterministes et reproductibles.

Pour surmonter cette incompatibilité, on a été amené à établir des pluies fictives (donc jamais observées), appelées "pluies de projet", généralement définies par un hyétogramme synthétique et statistiquement équivalentes aux pluies réelles. L'utilisation des pluies de projet vise ainsi à représenter par un événement fictif unique, ou par un nombre limité d'événements fictifs, l'ensemble des caractéristiques de la pluviométrie locale qui sollicite le système d'assainissement étudié.

Pour normaliser ces entrées, il est nécessaire de pouvoir leur affecter une période de retour. Or la notion de période de retour est intrinsèquement liée à celle de variable aléatoire. Il est donc nécessaire de caractériser les pluies de projet par une variable aléatoire unique caractérisant l'un de ses éléments constitutifs (en général l'intensité moyenne sur une durée caractéristique).

La notion de période de retour est importante non pas pour la pluie elle-même, mais pour ses conséquences sur le fonctionnement du réseau. Les réseaux doivent en effet être dimensionnés pour une défaillance de période de retour connue. L'utilisation de pluies de projet dans ce contexte nécessite donc de considérer qu'une pluie de période de retour T génère un ruissellement dont les caractéristiques (débit de pointe, volume, etc.) ont une période de retour égale à T . Dans la réalité, cette hypothèse n'est que très rarement vérifiée.

Il existe différentes méthodes d'élaboration des pluies de projet, toutes fondées sur une analyse statistique des événements pluvieux réels, soit à l'échelle locale si des données existent, soit à l'échelle régionale ou même nationale.

8.3.5.4.1 Pluie de type bloc

Il s'agit simplement d'un hyétogramme de durée d_p avec une intensité i constante (Figure 31). Ce type de pluie est utilisé dans des méthodes où l'on s'intéresse au débit de pointe à évacuer et non à l'hydrogramme résultant. C'est naturellement cette valeur du débit de pointe qui sert directement au dimensionnement des ouvrages. Ce type de pluie est utilisé implicitement dans la plupart des méthodes globales par exemple dans la méthode de Caquot ou dans la formule rationnelle. Il peut également être utilisé comme entrée dans une chaîne de modèles détaillés.

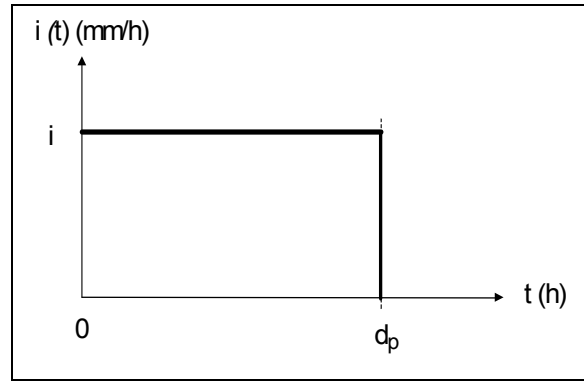


figure31: Pluie de type bloc

8.3.5.4.2 Pluie de type Chicago

Cette pluie de projet a été proposée par [Keiffer & Chu](#) (1957) pour la ville de Chicago, USA. Il s'agit de transformer directement les courbes IDF en hyétogrammes. Les courbes IDF sont représentées par la formule classique de Montana :

$$i_{mm}(t, T) = at^b \tag{équation 50}$$

avec :

i_{mm} : intensité moyenne maximale sur une durée $t = d_p$ et de période de retour T (mm/h)

t : temps (h)

a, b : coefficients numériques dépendant de T et du site géographique.

Dans ce cas, le hyétogramme cumulé s'écrit :

$$H(t) = i_{mm}(t, T) \cdot t = at^{b+1} \tag{équation 51}$$

et l'intensité instantanée associée $i(t)$ est donnée par la relation :

$$i(t) = \frac{dH(t)}{dt} = (b + 1)at^b \tag{équation 52}$$

Ces courbes sont représentées figure 32.

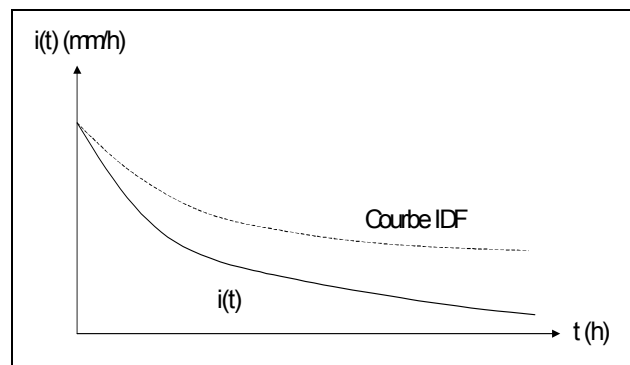


figure32: Courbe $i(t)$ de type Chicago obtenue à partir de la courbe IDF

La pluie ainsi construite est de type "totalement avancée", c'est à dire que le maximum d'intensité se situe au début de la pluie et que les intensités sont uniformément décroissantes. Cette forme de pluie est bien évidemment très éloignée de la forme d'une pluie réelle. Pour s'en rapprocher, les auteurs ont donc

eu l'idée d'introduire un coefficient de centrage, $r_{kc} \in (0, 1)$, traduisant la position du maximum à l'intérieur du hyétogramme. Ce coefficient est tel que $r_{kc} \cdot d_p$ représente la durée de la pluie avant la pointe d'intensité et $(1 - r_{kc}) \cdot d_p$ la durée de la pluie après la pointe d'intensité. Les conclusions de l'étude ont conduit à choisir une valeur moyenne de $r_{kc} = 0.5$, c'est-à-dire un hyétogramme centré. Il semble cependant que cette valeur moyenne soit plus la conséquence d'une distribution sensiblement uniforme de r_{kc} entre 0 et 1 que d'une réelle prédominance d'une position centrale du maximum.

Dans la pratique, pour construire ce type de pluie de projet, on discrétise la courbe avec un pas de temps Δt , en prenant sur les courbes IDF les valeurs de $i_{mm}(d_p, T)$ pour des valeurs successives de d_p égales à des multiples impairs de Δt : $\Delta t, 3\Delta t, 5\Delta t, 7\Delta t$, etc., pour centrer la pointe d'intensité sur un seul pas de temps. En partant de la valeur maximum de l'intensité, on obtient alors des hyétogrammes du type de celui de la figure 33.

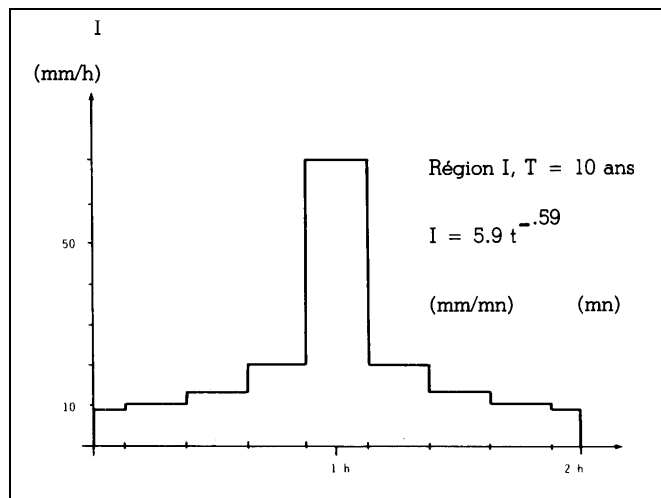


figure33: Pluie de type Chicago centrée et discrétisée au pas de temps 15 min (extrait de Hémain, 1986)

L'un des reproches principaux faits à cette méthode fondatrice est que la période de retour du hyétogramme ainsi établi est supérieure à la période de retour T de la courbe IDF initiale puisque chaque valeur de pluie sur une durée t inférieure à d_p est de période de retour T , alors que ce ne sont généralement pas les mêmes pluies qui correspondent aux intensités les plus fortes pour les différentes durées d'analyse. L'utilisation de ce type de pluie de projet risque donc de majorer les débits de pointe (ou plus exactement de conduire à des débits dont la période de retour est supérieure à celle de la pluie).

8.3.5.4.3 Pluie de type double-triangle

Le modèle des pluies double-triangle repose sur un double constat :

- les événements pluvieux réels provoquant des désordres dans les réseaux d'assainissement pluvial sont généralement constitués d'une période de pluie intense relativement courte située à l'intérieur d'une séquence de pluie de quelques heures ;
- le point précédent mis à part, aucune forme particulière de distribution temporelle des intensités n'est plus probable qu'une autre.

Desbordes & Raous (1976), (1980) ont donc pris le parti de choisir une forme de pluie de projet en raisonnant non plus en fonction du phénomène physique, puisque cette approche n'apporte pas d'information pertinente, mais uniquement en fonction

de critères numériques. L'idée de base a été de choisir une forme simple telle qu'une erreur sur le choix d'un paramètre ait le moins d'influence possible sur la valeur du débit de pointe. Cette approche nécessite de déterminer quels sont les éléments auxquels le modèle de ruissellement (utilisé après le modèle pluviométrique) est le plus sensible. Cette analyse de sensibilité, conduite à partir du modèle du [réservoir linéaire](#), a permis de montrer qu'une forme simple, doublement triangulaire, fournissait des formes d'hydrogrammes et des valeurs de débit maximales peu sensibles à des erreurs sur le paramètre principal du modèle de ruissellement : le lag time.

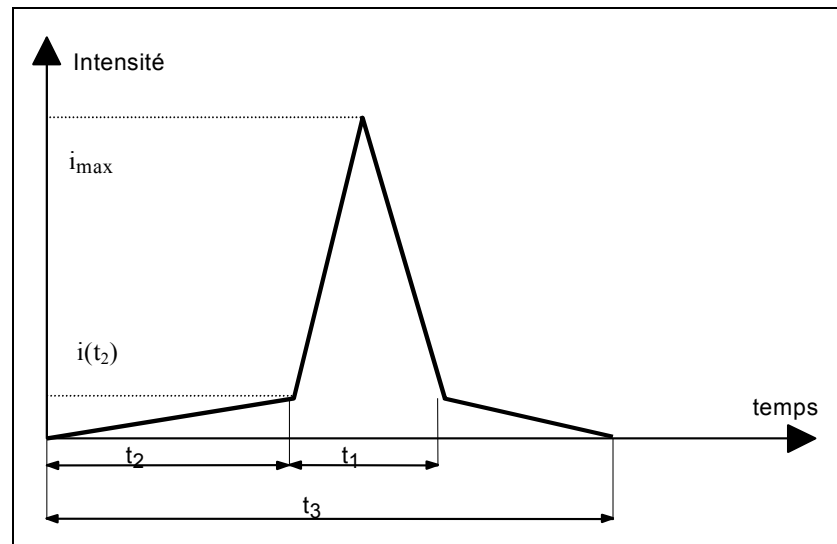


figure34: Exemple de pluie de projet double triangle.

Une pluie de projet de ce type est entièrement définie par cinq paramètres :

- la durée totale t_3 (quelques heures) ;
- la durée de la période de pluie intense : t_1 (quelques dizaines de minutes) ;
- la position de la pointe d'intensité par rapport au début de la pluie : temps t_2 ou rapport t_2 / t_3 ;
- l'intensité moyenne pendant la période de pluie intense : i_1 ou l'intensité maximum i_{max} ;
- l'intensité moyenne en dehors de la période de pluie intense : i_2 ou l'intensité au temps t_2 : $i(t_2)$.

Les principaux éléments de choix proposés lors de l'étude initiale sont les suivants :

- la durée totale t_3 peut être prise égale à 4 heures. Sur cette durée, il tombe plus de 80 % de la hauteur totale des épisodes pluvieux significatifs dans 73 % des cas. Par ailleurs, pour les grands bassins versants sur lesquels des pluies plus longues pourraient paraître intéressantes, la variation relative du débit de pointe obtenu n'est que de 2 % lorsque la durée totale de la pluie passe de deux à quatre heures.
- la durée de la période de pluie intense t_1 peut être choisie entre quinze minutes et une heure selon la nature et la surface du bassin versant étudié.
- la position de la période de pluie intense au sein de l'averse ($\theta = t_2 / t_3$) influe de façon sensible sur le débit de pointe (le débit augmente avec θ). L'analyse des pluies n'a pas permis de mettre en évidence une valeur préférentielle de θ . On pourra donc prendre

$\theta = 0.5$, valeur moyenne, ou $\theta = 0.75$ pour se placer dans une situation plus défavorable au sens des débits de pointe.

- la hauteur précipitée pendant la période de pluie intense constitue la grandeur qui influe le plus sur le débit de pointe. Sa valeur pourra être prise égale à l'intensité moyenne maximum correspondant à la même durée sur les courbes Intensité-Durée-Fréquence caractérisant la région pluviométrique et la période de retour choisies.
- la hauteur précipitée en dehors de la période de pluie intense joue un rôle moindre sur la valeur du débit de pointe. Sa valeur devra correspondre à une période de retour plus faible que celle pour laquelle on calcule le débit de pointe.

Le "*Guide de construction et d'utilisation des pluies de projet*" ([Hémain](#), 1986) fournit les données permettant de choisir ces paramètres.

Une analyse théorique du comportement du modèle du réservoir linéaire a conduit Chocat *et al.* (1981) à proposer des formules permettant de calculer directement les paramètres précédents. La pluie est supposée symétrique, le calcul des autres coefficients s'effectue à partir des coefficients a et b d'un ajustement de type Montana de la pluviométrie locale et d'une estimation grossière du lag time K du bassin versant à étudier :

$$t_1 = 0.5.K \quad t_2 = 2.25K \quad t_3 = 5K \quad \text{équation 53}$$

$$i(t_2) = (0.25K)^b \times \frac{1 - (0.1)^{b+1}}{0.9(0.1)^b} \times 120 \times a \times 2^b \quad \text{équation 54}$$

$$i_{\max} = (0.25K)^b \times \frac{(0.1)^b - 1}{0.9(0.1)^b} \times 120 \times a \times 2^b \quad \text{équation 55}$$

Cette méthode modifiée présente un double avantage par rapport à la précédente :

- Elle peut être utilisée directement dès lors que l'on connaît les valeurs de a et b (voir le paragraphe 8.3.5.3).
- Les valeurs de débits de pointe calculées sont peu sensibles aux valeurs de t_1 et t_2 (donc de K). En cas d'utilisation sur un réseau drainant des bassins versants emboîtés de surfaces très différentes, il est cependant utile de tester plusieurs valeurs de K.

8.3.5.4.4 Critique de la notion de pluie de projet

Dès 1978, [Chocat](#) (1978) notait : "*Vouloir représenter la pluviométrie d'une région par une averse unique, censée à la fois présenter les caractéristiques locales des pluies et être la plus défavorable, apparaît utopique si le réseau est tant soit peu étendu*"; il suggérait d'utiliser plutôt "*une série d'événements pluvieux caractérisant effectivement la pluviométrie locale*".

Ce jugement, sans remettre en cause l'intérêt des pluies de projet pour le dimensionnement des ouvrages drainant de petits bassins versants urbains, paraît justifié. D'une part les progrès des moyens de calcul rendent maintenant possible la simulation d'un grand nombre d'événements différents, réels ou fictifs, sans poser de réels problèmes matériels. D'autre part la diversification des besoins en étude, et en particulier le développement des études d'impact des rejets urbains de temps de pluie sur les milieux naturels, ne permettent plus de se satisfaire d'une approche trop schématique.

Les pluies de projet ont rendu de grands services aux techniciens dans les années passées, mais le temps de leur utilisation systématique paraît révolu.

8.3.5.5 Pluie historique

8.3.5.5.1 Présentation de la méthode

Une pluie historique est un événement pluvieux observé sur un ou plusieurs postes pluviométriques et ayant provoqué localement des ruissellements importants. Les pluies historiques peuvent être utilisées en entrée des modèles de simulation des réseaux d'assainissement en lieu et place des pluies de projet. Elles possèdent deux domaines privilégiés d'utilisation :

- Utilisées localement (sur la ville où elles ont été observées), elles permettent de porter des jugements de la forme : "Le 14 juillet 1989, rappelez vous Monsieur le maire, on a observé des débordements très importants place de la Bastille, et bien voilà ce qui se serait passé si le collecteur du bicentenaire avait été en service". Ces informations qualitatives, ne faisant pas référence à des raisonnements statistiques, mais à la mémoire collective, permettent de comparer des solutions de façon concrète, particulièrement pour les non techniciens.
- Un autre champ potentiel d'utilisation réside dans l'analyse des risques de crues exceptionnelles. Le manque généralisé de données et la particularité des situations climatiques engendrant les pluies extrêmes rendent difficile (voire impossible) la construction de pluies de projet représentatives d'événements ayant des périodes de retour de 30, 50 ou 100 ans. Une façon démonstrative de résoudre ce problème consiste à prendre comme entrée un événement pluvieux observé sur un site ayant des caractéristiques climatiques voisines. Par exemple, le risque de crue extrême à Montpellier peut être analysé en considérant que la pluie qui a dévasté Nîmes en octobre 1988 aurait parfaitement pu se manifester 50 kilomètres plus à l'ouest.

8.3.5.5.2 Inconvénient de la méthode

Le principal reproche fait à cette approche réside dans le fait qu'il n'est pas possible d'associer une période de retour aux débits que l'on calcule. En réalité, cette critique doit être nuancée par les éléments suivants :

- L'association d'une période de retour à un hyétogramme synthétique est une faute statistique. En réalité, la probabilité d'occurrence d'un hyétogramme particulier est nulle, chaque pluie étant différente de toutes celles qui l'ont précédée et de toutes celles qui lui succéderont. La notion de fréquence suppose que l'on analyse une seule et unique variable aléatoire (en générale l'intensité moyenne pendant la période de pluie intense). Les autres paramètres de la pluie conditionnant sa forme sont donc généralement fixés de façon totalement déterministes, en fonction du paramètre principal.
- En admettant malgré tout que l'on sache calculer la période de retour de la pluie, l'affectation de cette même période de retour au débit maximum qu'elle génère en un point du réseau nécessite tout un ensemble d'hypothèses qui ne sont que rarement vérifiées. L'utilisation de pluies de projet ne garantit donc pas que l'on associe effectivement une probabilité d'apparition au débit que l'on calcule ou un risque de dépassement de capacité à l'ouvrage que l'on dimensionne.
- Beaucoup de décisions ne nécessitent pas obligatoirement l'évaluation précise de la fréquence de l'événement contre lequel on veut se protéger. Le niveau de protection peut être défini de façon

différente, par exemple et justement, en faisant référence à des événements types pour lesquels on définit des dégâts admissibles.

- Enfin, il est possible, si le nombre d'années de mesure est suffisant, de simuler tous les événements historiques ayant été observés sur le site et de faire un classement fréquentiel des variables hydrologiques que l'on souhaite étudier (débits, volumes, volumes débordés, etc.). Cette méthode est en fait la plus adéquate pour évaluer effectivement la probabilité d'observer ou de dépasser un débit ou un volume en un point particulier du réseau. Elle s'apparente à l'utilisation de séries chronologiques de pluies.

8.3.5.6 Séries chronologiques de pluies

Les séries chronologiques de pluie sont constituées à partir de mesures pluviographiques effectuées en continu sur une durée de plusieurs années ou dizaines d'années. On constitue ainsi une base de données contenant les hyétogrammes et les caractéristiques globales (date, durée, hauteur, intensité, durée de temps sec antécédente, etc.) de tous les événements pluvieux mesurés.

Les séries chronologiques sont utilisées en entrée des modèles, afin de simuler le fonctionnement du système d'assainissement dans des conditions réelles et variées, permettant une étude statistique des résultats obtenus. Les conclusions que l'on peut en tirer sont ainsi beaucoup plus riches et mieux fondées que celles résultant d'une simulation sur une pluie de projet unique et théorique qui ne permet pas d'appréhender la variabilité des conditions de fonctionnement du système d'assainissement. Cette approche permet en effet de tenir compte de la variabilité du phénomène dans ses différentes composantes temporelles et éventuellement spatiales.

Pour que la méthode possède une validité statistique, il est cependant nécessaire que la série utilisée ait une durée suffisante par rapport à la période de retour de l'aléa contre lequel on souhaite se protéger. Par exemple à Lyon, en utilisant quatre années de mesures, on peut espérer approcher le volume total annuel d'eau pluviale produit avec une précision de l'ordre de 25%. Même en admettant que l'on possède des séries pluviométriques locales de durée suffisante, le temps de simulation peut donc rapidement devenir trop important.

De ce fait, on essaye souvent de limiter le nombre de pluies à simuler. Deux techniques peuvent être utilisées pour réduire le nombre d'événements :

- ne simuler que les pluies dépassant un seuil donné,
- répartir les pluies par classes homogènes et ne représenter qu'une pluie par classe.

Ces deux techniques reposent sur des approches événementielles. L'approche événementielle suppose d'être capable de définir des événements pluvieux datés, supposés indépendants et séparés par une période sèche. Cette méthode permet déjà par elle-même, d'économiser une grande quantité de calculs puisque l'on ne simule que les périodes pluvieuses, elle n'est cependant pas toujours utilisable. Voir à ce sujet le paragraphe [8.3.5.2](#).

8.3.5.6.1 Utilisation d'un seuil

L'idée de base de cette méthode consiste à ne simuler que les pluies dépassant un seuil de hauteur totale, ou d'intensité moyenne sur une durée donnée. Le choix du critère doit être effectué en fonction du type de problème que l'on doit résoudre : hauteur totale si l'on s'intéresse à l'étude de bassin de retenue, intensité moyenne maximum sur des durées courtes si l'on s'intéresse au débit de pointe à l'exutoire d'un petit bassin versant, etc.. Le choix de la valeur seuil appliquée au critère doit pour sa part dépendre à la fois des conditions de fonctionnement du système étudié

(par exemple faire en sorte de conserver toutes les pluies provoquant des déversements significatifs si l'on s'intéresse aux rejets par les déversoirs d'orage) et du nombre total d'événements à conserver. Sauf obligation liée aux conditions de fonctionnement, il n'est pas conseillé de conserver un nombre d'événements trop important : les 10 à 20 événements provoquant les conséquences les plus importantes permettent en général d'avoir une idée assez claire du fonctionnement du système étudié.

8.3.5.6.2 Utilisation de classes de pluie

Le principe consiste à répartir les événements par classes d'événements équivalents et à ne représenter qu'un événement par classe. Différents critères sont utilisables pour effectuer cette répartition : critères climatiques (saison, type de temps), ou critères purement numériques (hauteur totale d'eau précipitée, durée, intensité moyenne sur une durée particulière, etc.).

On préfère en général les critères numériques, moins sujet à interprétation, même s'il n'est pas toujours facile de définir exactement les temps de début et de fin d'une pluie.

Les critères les plus efficaces semblent être la hauteur totale, la durée totale (parfois sujette à interprétation) et l'intensité maximum sur une durée courte, fonction du temps de réponse du bassin versant étudié (6 à 30 minutes).

Un nombre de classes de l'ordre de 10 est généralement suffisant, à condition de rajouter des classes spécifiques ne contenant chacune qu'une seule pluie pour tenir compte des 5 à 10 pluies les plus fortes (correspondant aux hauteurs totales précipitées les plus grandes), les plus longues et les plus intenses (sur la durée prise en compte). Le nombre total de pluies à simuler est une nouvelle fois de l'ordre de 15 à 25.

Pour les classes regroupant les pluies moyennes, il est préférable de choisir une pluie réelle appartenant à la classe (celle située le plus près du "centre" géométrique est souvent la plus représentative), plutôt qu'une pluie de projet de forme type supposée représentative.

Si l'on s'intéresse à des grandeurs cumulatives (par exemple masse annuelle de pollution rejetée), la masse rejetée par la pluie représentative de la classe devra être multipliée par le nombre de pluies appartenant à la classe.

Si l'on souhaite effectuer un classement fréquentiel et une analyse statistique des résultats, il faudra également considérer que la grandeur produite par la pluie représentative de la classe correspond à autant d'ex-aequo qu'il y a de pluies dans la classe.

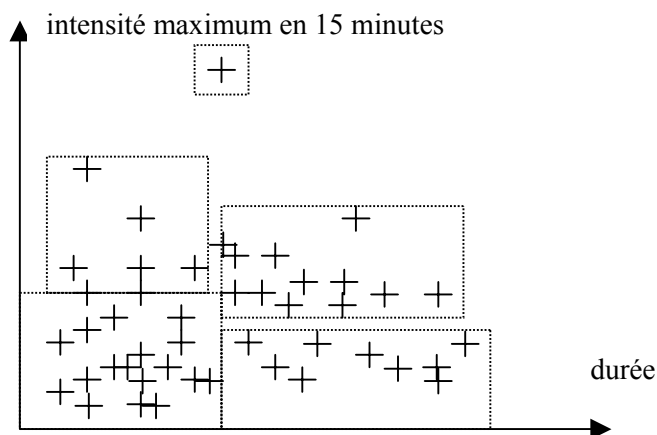


figure35: Exemple de répartition des pluies par classe

8.3.5.7 Abattement spatial

A un instant donné, l'intensité d'une pluie n'est pas uniforme sur toute la surface du bassin versant où a lieu l'averse. Cette variabilité spatiale de l'intensité pluviométrique est un phénomène important, et ce d'autant plus que la surface du bassin versant étudié est grande.

Seuls un réseau dense de pluviomètres ou une mesure par radar peut permettre d'obtenir une connaissance de la variabilité spatiale de la pluie.

Pour pallier le manque de mesures, cette variabilité spatiale de la pluie peut être approchée au moyen d'un coefficient d'abattement spatial α_s qui traduit la relation entre la hauteur de pluie $H(t)$ mesurée en un point et la lame d'eau moyenne $L_e(t)$ concomitante sur une surface A entourant ce point :

En pratique, deux définitions différentes sont utilisées :

- l'abattement autour de l'épicentre : cette notion suppose que l'intensité d'une pluie décroît lorsque l'on s'éloigne d'un point où elle est maximale, appelé épicentre. L'abattement spatial permet ainsi de passer d'une intensité locale à une lame d'eau moyenne précipitée sur la surface du bassin versant. Ce coefficient s'exprime :
- soit sous la forme d'une fonction réduisant l'intensité de façon régulière lorsque l'on s'éloigne de l'épicentre, par exemple dans la méthode de Fruhling :

$$i(d) = i_0 (1 - a \cdot d^b) \quad \text{équation 56}$$

avec :

i_0 : intensité sous l'épicentre (mm/h),

$i(d)$: intensité à la distance d de l'épicentre (mm/h),

a et b : coefficients fonction de l'unité choisie pour d (dans la formule originelle d est en Km, a vaut 0,285 et b 0,5).

- soit sous la forme d'un coefficient pondérant la valeur de la surface, de la forme $A^{-\epsilon}$, par exemple dans le cas de la formule de Burkli-Ziegler. C'est cette dernière méthode qui a été utilisée dans la formule de Caquot.
- l'abattement probabiliste : ce coefficient d'abattement représente le rapport entre une lame d'eau précipitée sur une surface et une hauteur d'eau précipitée ponctuellement, de même fréquence de non-dépassement. Il s'agit d'un rapport entre deux quantiles : les deux réalisations ne sont donc pas nécessairement concomitantes. Ce coefficient d'abattement dépend du pas de temps, de la surface sur laquelle on observe la lame d'eau, de sa forme et enfin de la fréquence considérée. A titre d'exemple, [Roux \(1996\)](#) a montré que sur le département de Seine-Saint Denis, et pour des périodes de retour supérieures à 1 ou 2 ans, ce coefficient ne dépendait pas de la période de retour et qu'il pouvait être représenté par une expression analogue à celle de Burkli-Ziegler.

L'analyse des données fournies par des réseaux très denses de pluviomètres et l'observation des images radar montre que la première définition est assez mal adaptée à la représentation de la structure spatiale réelle des précipitations aux petits pas de temps, laquelle s'avère extrêmement fluctuante d'une pluie à l'autre. La seconde définition est en revanche plus robuste. Elle permet d'intégrer la variation spatio-temporelle moyenne des pluies dans l'estimation d'une lame d'eau,

puis de variables hydrologiques telles que le volume ruisselé ou le débit de pointe, correspondant à une certaine période de retour.

Cependant, ces relations sont empiriques et imposent naturellement des abattements de la pluie toujours identiques et appliqués de manière arbitraire. Elles supposent d'autre part que la pluie prise en compte à l'épicentre est effectivement celle qui correspond à la période de retour considérée. Or il n'y a bien sûr aucune raison que pour les n pluies observées sur un poste pluviométrique, l'épicentre ait effectivement été centré sur l'appareil de mesure. Les statistiques sont donc établies sur des pluies qui sont donc déjà "abattues". Enfin, les nombreuses observations effectuées sur des radars ont montré que la vision simpliste d'une pluie dont l'intensité décroît régulièrement autour d'un épicentre est très éloignée de la réalité. Pour ces différentes raisons, il est prudent de considérer que sur des bassins versants de moins de 1000 ha, la pluie est uniformément répartie sur toute la surface, et égale à celle prise en compte sous l'épicentre (qu'il s'agisse d'une pluie mesurée sur un poste pluviométrique ou d'une pluie de projet).

Pour des bassins versants de surface comprise entre 1000 et 3000 hectares, la notion d'abattement spatial peut éventuellement être utilisée.

Pour des bassins versants de surface supérieure à 3000 hectares, il est nécessaire d'envisager une modélisation plus précise de la répartition spatiale de la pluie. Voir le paragraphe suivant.

8.3.5.8 Distribution spatiale des pluies

Pour les surfaces supérieures à 3000 hectares, la notion d'abattement spatial n'est plus suffisante pour représenter l'hétérogénéité de la distribution des intensités et il devient nécessaire de tenir compte de leur distribution spatiale. La difficulté d'une telle représentation est due à deux raisons principales :

- d'une part les variations spatiales et temporelles des intensités ne sont pas indépendantes l'une de l'autre,
- d'autre part elles dépendent également à la fois du phénomène pluvieux lui-même et des caractéristiques physiques et géomorphologiques du bassin versant (altitude, pente et exposition des versants, albédo du sol, etc.).

Du fait de ces difficultés, l'utilisation de pluies de projet est déconseillée et il est préférable d'utiliser des pluies réelles (pluies historiques ou séries chronologiques de pluies), observées sur le site ou éventuellement sur un site voisin. Les observations peuvent avoir été effectuées avec un radar météorologique ou avec un réseau de pluviomètres.

Un grand nombre de méthodes existent pour calculer une valeur moyenne de la hauteur de pluie sur un bassin versant lorsque l'on dispose de plusieurs pluviographes :

- moyenne arithmétique ;
- méthode des polygones de Thiessen ;
- méthode des isohyètes ;
- méthode des triangles ;
- méthode du quadrillage ;
- méthode des deux axes.
- méthode du krigeage ;
- méthodes de lissage (fonctions spline, polynomiales, de Fourier, des éléments finis, etc.).

Les principales méthodes sont décrites dans les paragraphes suivants.

8.3.5.8.1 Méthode des polygones de Thiessen

La méthode des polygones de Thiessen consiste à décomposer la surface en polygones entourant les différents postes de mesure, de façon à attribuer à chacun des points de la surface une intensité égale à celle observée sur le poste de mesure le plus proche. La technique utilisée est la suivante :

- on découpe la surface en triangles dont les sommets sont les différents postes de mesure (le choix du découpage est laissé à l'appréciation de l'opérateur) ;
- on trace les médiatrices de chacun des cotés des triangles ;
- on constitue les polygones à partir de ces médiatrices ;
- on affecte à tous les points du polygone la valeur mesurée sur le poste central.

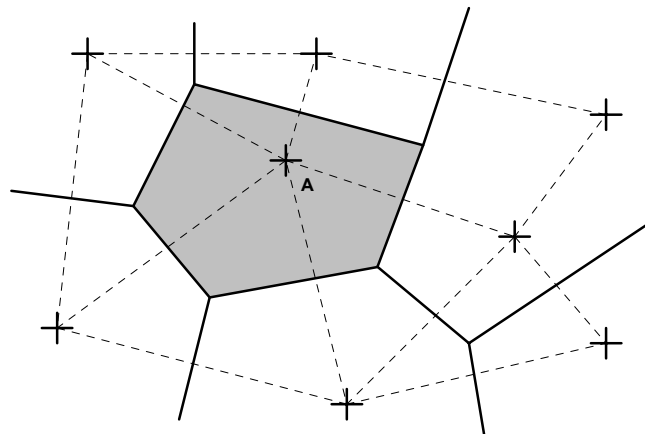


figure36: Exemple de découpage d'une zone par la méthode des polygones de Thiessen.

Cette méthode est relativement efficace si l'on dispose de postes pluviométriques à l'extérieur de la zone d'étude. Dans le cas contraire, il est souvent très difficile de déterminer la forme des polygones sur les bords de la zone.

Dans le cas d'une utilisation numérique des données utilisant un support informatique, il est beaucoup plus pratique de rechercher, pour chaque sous-bassin versant quel est le poste pluviométrique le plus proche, que de réaliser un polygonage au sens de Thiessen (les deux méthodes sont quasiment équivalentes).

8.3.5.8.2 Méthode des isohyètes

Une isohyète est une courbe d'égale hauteur d'eau précipitée pendant une pluie ou pendant une durée donnée.

Différentes méthodes existent pour tracer les courbes isohyètes. La plus simple consiste à faire l'hypothèse d'une évolution linéaire de la pluie entre chaque point où la hauteur d'eau est connue. On détermine ainsi simplement par interpolation linéaire les points correspondant à une hauteur préétablie, que l'on peut ensuite relier, également par des segments de droite (voir figure 37).

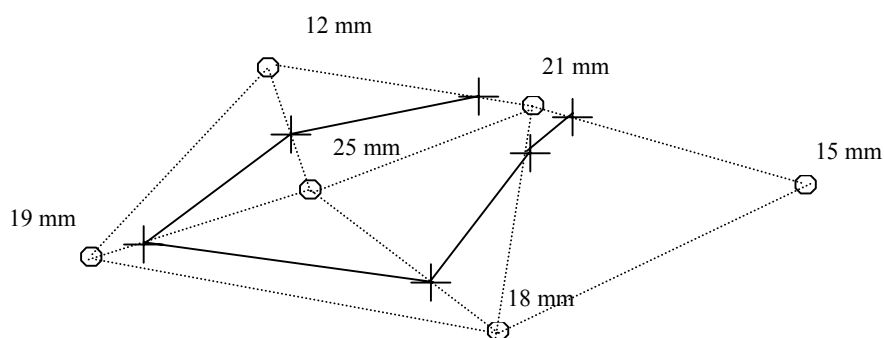


figure37: Exemple de tracé de l'isohyète 20mm à partir d'observations faites sur 6 postes pluviométriques (hypothèses de variation linéaire des intensités).

Des méthodes beaucoup plus sophistiquées peuvent être mises en œuvre. La figure 38 fournit une image construite à partir d'une méthode de lissage (voir paragraphe 8.3.5.8.4).

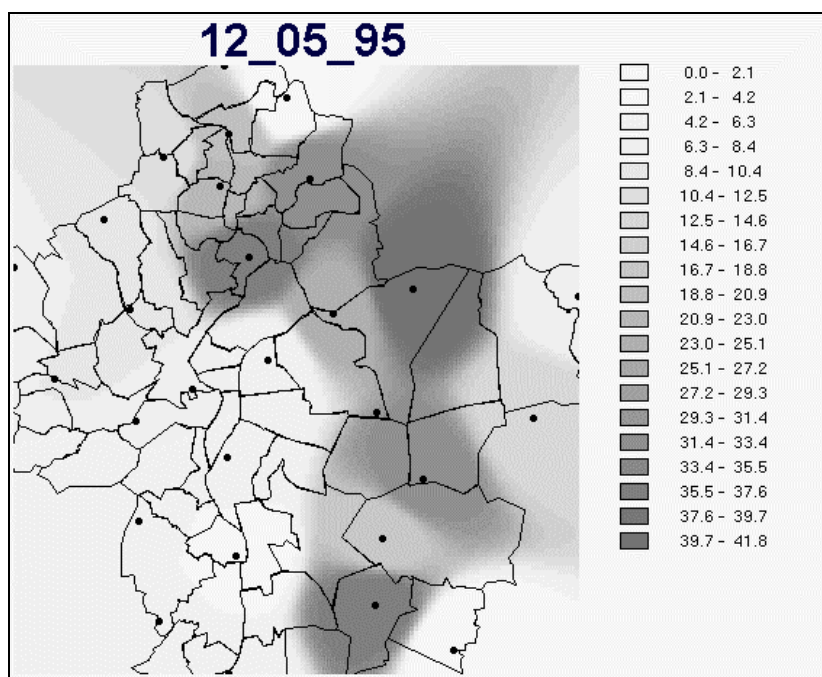


figure38: Exemple de tracé d'isohyètes pour une pluie observée sur Lyon ; illustration E. Musso utilisant le logiciel IDRISI, mis à disposition par le CEMAGREF de Lyon (extrait de [Chocat et al, 1997](#)).

Cette méthode est très pratique pour donner une représentation graphique de la distribution spatiale d'une pluie. Elle est moins efficace pour calculer l'intensité moyenne précipitée sur un bassin versant particulier.

Par ailleurs, le tracé des courbes isohyètes, même à partir des données issues d'un réseau de mesure comportant un nombre important de pluviomètres (plusieurs dizaines) est peu fiable. Les différentes méthodes utilisables supposent que le phénomène soit continu entre les postes, voire, pour la plupart, que les variations de l'intensité soient linéaires. Ces hypothèses sur la répartition spatiale des précipitations sont généralement assez mal vérifiées, en particulier pour des durées courtes (inférieure à 24 heures). Les courbes isohyètes doivent donc être considérées avec prudence.

8.3.5.8.3 Méthode du quadrillage

Cette méthode consiste à représenter un événement pluvieux spatialement distribué par un ensemble de hyétogrammes définis sur chacune des mailles d'un quadrillage régulier de l'espace

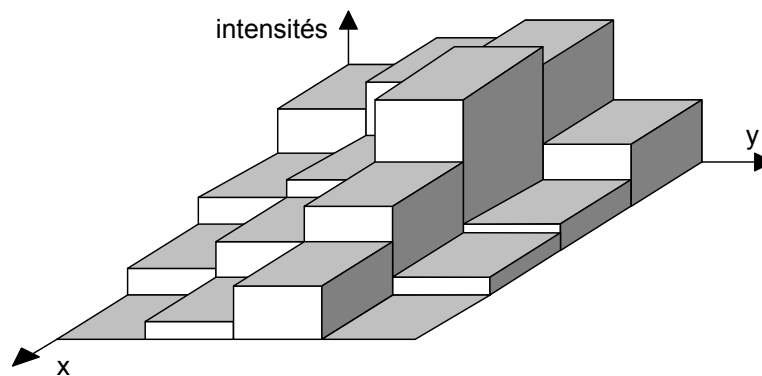


figure39: Représentation d'une pluie a un instant donné par la méthode du quadrillage.

La taille des mailles doit être cohérente, d'une part avec la variabilité spatio-temporelle du phénomène représenté, d'autre part avec la densité des informations disponibles. Des mailles de 2×2 km donnent généralement de bons résultats et il est généralement inutile de descendre en dessous de 1×1 km.

Les données utilisées pour affecter les hyétogrammes sur chaque maille élémentaire peuvent provenir d'un réseau de postes pluviométriques. La méthode la plus courante consiste alors à affecter sur une maille particulière :

- les mesures effectuées sur le poste pluviométrique situé sur la maille (s'il y a un seul poste sur la maille) ;
- la moyennes des mesures effectuées sur les postes pluviométriques situés sur la maille (s'il y a en plusieurs) ;
- la mesure effectuée sur le poste pluviométrique le plus proche de la maille (s'il n'y a pas de poste de mesure sur la maille).

Il est également possible d'utiliser des mesures provenant d'un radar météorologique.

8.3.5.8.4 Méthodes de lissage

Les méthodes de lissage consistent à rechercher une fonction fournissant une valeur d'intensité en tous points tout en permettant de représenter "au mieux" (par exemple au sens des moindres carrés ou au sens du maximum de vraisemblance) les intensités aux points connus. Si le nombre de points connus est peu important il est également possible de bâtir une fonction d'interpolation.

Les techniques de krigeage constituent un cas particulier des méthodes de lissage. Elles reposent sur une application de la théorie des probabilités et de celle des distributions à l'étude de phénomènes aléatoires se développant dans l'espace en vue de leur estimation. Historiquement elles ont été introduites en 1995, sous le nom de géostatistique, par G. Matheron dans le cadre de la recherche minière et pétrolière. Des méthodes tout à fait comparables ont ensuite été développées dans le domaine météorologique sous le nom d'analyse objective par L.S. Gandin et dans le domaine du graphique numérique sous le nom de fonctions splines. L'estimation produite peut être ponctuelle (exemple de la cartographie des champs de pluie) ou bien elle peut être globale (exemple du calcul d'une lame d'eau moyenne sur un bassin versant). Pour satisfaire des critères statistiques (non-biais et erreur quadratique moyenne minimale des estimations) ces méthodes recourent à des hypothèses sur la structure statistique du phénomène : essentiellement la stationnarité des moments d'ordre 1 (la moyenne du phénomène ne dépend pas du point d'observation) et 2 (la covariance du phénomène ne dépend que de la distance séparant les points que l'on considère et non de l'endroit où sont situés ces points). Dans le cas des champs de pluie, et singulièrement aux échelles de temps et d'espace où l'intermittence est importante (ce qui est le cas des applications à l'hydrologie urbaine) ces hypothèses sont irréalistes et ces méthodes doivent être adaptées et utilisées avec discernement.

8.3.5.8.5 En conclusion

Finalement les méthodes les plus simples (polygones de Thiessen ou méthodes de quadrillage) donnent souvent les résultats les plus satisfaisants. Les études montrent en effet que le facteur principal d'erreur reste, en définitive, la représentativité des mesures de pluie, elle même essentiellement liée à la densité du réseau de mesure au sol. Une bonne estimation de la répartition spatiale de la pluie ne peut donc être obtenue qu'avec un réseau dont la distance moyenne entre pluviomètres est inférieure à l'échelle de cette répartition spatiale.

Comme cette condition n'est que difficilement vérifiée, le recours à des méthodes plus compliquées est généralement tout à fait inutile.

8.3.6 Calcul de la transformation pluie-débit

8.3.6.1 *Principes de calcul : fonctions de production et fonctions de transfert*

Sur les éléments de type sous-bassin versant, il est nécessaire de représenter la transformation de la pluie en débit de façon à obtenir un hydrogramme à l'exutoire de chacun de ces éléments. Traditionnellement, la modélisation de cette transformation fait appel à deux opérateurs supposés s'appliquer successivement : la fonction de production et la fonction de transfert.

La fonction de production a pour but principal de tenir compte des pertes au ruissellement pour fournir une grandeur fictive : l'hydrogramme de pluie nette. La qualité principale attendue d'une fonction de production est de reproduire correctement le volume ruisselé à l'exutoire. On raisonne souvent en pertes au ruissellement, les pertes étant constituées par la partie de la pluie qui ne s'écoule pas (pluie brute moins pluie nette).

La fonction de transfert doit représenter la déformation du signal de pluie lors de son transfert dans le bassin versant. Les modèles utilisés sont toujours conservatifs. Ceci signifie que le volume de l'hydrogramme de pluie nette (entrée de la fonction de transfert) est égal au volume de l'hydrogramme à l'exutoire du sous-bassin versant (sortie de la fonction de transfert). Dans un système réel, les phénomènes contribuant à la déformation du signal sont extrêmement complexes et il n'est

généralement pas raisonnable de vouloir les représenter tous dans le détail. On s'oriente donc presque toujours vers des modèles conceptuels, issus d'une approche heuristique, et auxquels on demande simplement une bonne pertinence.

8.3.6.2 Différents types de pertes au ruissellement et importance relative

En hydrologie, les pertes au ruissellement correspondent à la partie de la lame d'eau reçue par un bassin versant qui ne contribue pas au ruissellement direct.

On peut schématiser les différents cheminements possibles de l'eau par la figure suivante :

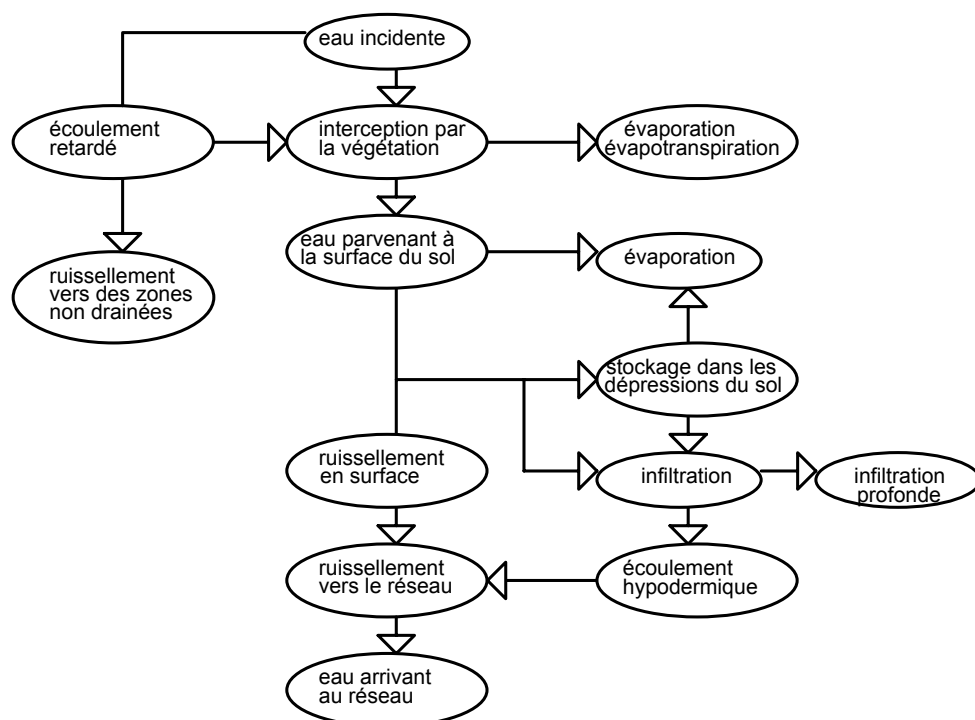


figure40: Schéma de principe des différents cheminements de l'eau sur et dans le sol, d'après [Chocat \(1978\)](#).

Les quatre phénomènes susceptibles de provoquer des pertes au ruissellement sont l'évaporation, l'interception par la végétation, la rétention en surface et l'infiltration.

8.3.6.2.1 L'évaporation

L'évaporation est un phénomène relativement complexe, que nous ne décrivons pas ici en détail. En effet si les phénomènes d'évaporation et d'évapotranspiration jouent un rôle déterminant sur le bilan hydrique des bassins versants naturels et ruraux, l'évaporation est souvent négligée en hydrologie urbaine, tout au moins à l'échelle événementielle. Ceci pour plusieurs raisons :

- au cours d'une pluie, l'atmosphère est rapidement saturée en eau et l'évaporation de l'eau arrivant au sol est alors quasiment nulle : [Chocat et al.](#) (1982) citent un taux d'évaporation de quelques dixièmes de millimètres par heure.
- en dehors du moment de la pluie, le pouvoir évaporant moyen de l'atmosphère est estimé par [Réménieras](#) (1972) à 1 mm/j en hiver et à 3 mm/j en été, ceci pour la région parisienne. Il propose de multiplier ces valeurs par 2 pour les régions méditerranéennes. Cette évaporation de temps sec peut être prise en compte dans les

simulations de longue durée, incluant les périodes de temps sec ([ATV](#), 1986).

8.3.6.2.2 Interception par la végétation

Ce sont probablement les pertes les plus difficiles à quantifier. Elles dépendent de multiples facteurs : type de couverture végétale, densité, saison, conditions climatiques antécédentes à la pluie, nature de la pluie, etc. L'eau interceptée par les végétaux pour une part s'évapore directement, pour une autre part retombe sur le sol où elle rejoint le ruissellement. D'après [Desbordes](#) (1974), la capacité de stockage par la végétation serait de 0,2 à 1,5 mm de pluie. [Kaufmann et al.](#) (1988) prennent une valeur de 0,5 mm d'eau pour les pertes par interception dans le modèle SASUM. Dans la plupart des cas en hydrologie urbaine où l'on s'intéresse aux zones imperméabilisées ayant une couverture végétale faible, on néglige les pertes par interception ou on les intègre dans une perte initiale globale.

8.3.6.2.3 Stockage dans les dépressions du sol

Cette perte au ruissellement est due à un stockage permanent (à l'échelle temporelle de l'événement pluvieux) de l'eau dans les dépressions du sol. Ce stockage s'effectue en début de l'événement pluvieux, dans des anfractuosités de dimensions très variables (de quelques dixièmes de millimètres de diamètre et de profondeur à plusieurs mètres de diamètre et plusieurs dizaines de centimètres de profondeur). L'eau ainsi stockée s'évapore après l'épisode pluvieux ou finit par s'infiltrer.

Certains auteurs (par exemple [Tholin & Keifer](#), 1959) recommandent d'évaluer ces pertes par une relation exponentielle, du même type que celle utilisée pour représenter l'infiltration. Cette méthode présente l'intérêt de tenir compte du fait que l'écoulement peut commencer avant que les dépressions ne soient complètement remplies. Dans la plupart des cas, il est cependant suffisant d'estimer la capacité de stockage par une valeur forfaitaire correspondant à une perte initiale. La plupart des études montrent en effet que la hauteur d'eau susceptible d'être stockée est relativement faible. Elle varie, en fonction de la pente de 3 à 15 mm pour les zones perméables et de 0,2 à 3 mm pour les zones imperméables. Une relation reliant linéairement les pertes par stockage dans les dépressions à la pente donne des résultats convenables.

8.3.6.2.4 Infiltration

En théorie, seules les surfaces perméables ou partiellement perméables sont concernées par l'infiltration. En pratique les revêtements de sol utilisés en zone urbaine présentent toujours une capacité d'infiltration non négligeable.

Sur les sols non revêtus, la réalité du phénomène est très complexe, dépendant des caractéristiques du sol (granulométrie, porosité, teneur en eau, etc.), de la végétation, des conditions climatiques. Les formules proposées par divers auteurs pour le calcul de l'infiltration sont donc toutes de nature empirique. Elles cherchent à représenter la vitesse décroissante de l'infiltration de l'eau dans le sol au cours du temps pour atteindre la saturation et une vitesse d'infiltration constante. Voir le paragraphe 8.3.6.3.5.

Sur les sols revêtus, l'infiltration peut se produire du fait de la présence de micro ou de macro fissures dans le revêtement. Il ne s'agit pas à proprement parler d'une perméabilité, mais plutôt d'une capacité d'absorption du sol. Selon l'état du revêtement, celle-ci peut varier de 0,2 à 2 mm/h, ce qui est loin d'être négligeable pour les pluies les plus faibles. La représentation de ce phénomène par une perte continue constante est cependant largement suffisante.

8.3.6.2.5 Différents types de surface à prendre en compte

Les bassins versants urbains présentent une particularité extrêmement importante : leur très forte imperméabilisation. Or les surfaces revêtues, même si elles ne sont pas nécessairement totalement imperméables comme nous venons de le voir, ne sont cependant pas l'objet de pertes par infiltration aussi importantes que celles que l'on observe sur les surfaces non revêtues. Sur ce type de surface, l'infiltration constitue en effet la perte la plus importante. Le caractère imperméable ou non des surfaces est donc un critère essentiel de classification pour expliquer leur comportement vis à vis du ruissellement pluvial.

Un autre critère joue un rôle intéressant : il s'agit de la notion de surface en relation directe ou non avec le réseau.

En croisant ces deux critères, on peut construire le tableau suivant qui résume le rôle des différents types de surfaces urbaines vis à vis du ruissellement.

Type de surface	Importance des pertes	Écoulements vers le réseau	Influence sur les débits dans le réseau
Surface revêtue en liaison directe avec le réseau : Voiries drainées, toitures d'immeubles raccordées, etc..	Très faibles : uniquement évaporation et rétention en surface et éventuellement infiltration pour les petites pluies.	Très rapides : avaloirs et branchements amènent l'eau directement dans le réseau.	Prépondérante quelle que soit la précipitation.
Autres surfaces revêtues : cours d'immeubles, allées de villas, rues ou parkings non équipés de réseau pluvial, etc..	Susceptibles d'être importantes : en particulier ruissellement vers des surfaces perméables ; souvent très difficiles à évaluer car fonction de la micro-géométrie des surfaces.	Retardés : trajets en surface parfois importants, pas d'ouvrages spécifiques de transfert.	Difficile à évaluer : Généralement surestimée pour des pluies faibles à moyennes mais contribution pouvant devenir importante en cas d'événements pluvieux très intenses.
Surfaces non revêtues en relation directe avec le réseau : talus en bordure de voirie, espaces de loisirs ou espaces verts drainés, etc..	Importantes : rôle majeur de la capacité d'infiltration du sol et de la pente.	Légèrement retardés : rôle important de la végétation.	En général faible, mais peut devenir importante en zone périurbaine ou en cas d'événement pluvieux exceptionnel.
Autres surfaces non revêtues : Jardins, pelouses de villas séparées de la voirie par des murettes, parcs, terrains cultivés, etc..	Très importantes : rétention en surface et infiltration.	Très retardés	Nulle ou négligeable Doivent cependant être prise en compte dans le cas de pluies exceptionnelles (particulièrement si la pente est forte) et dans certains cas pour le dimensionnement des ouvrages de stockage.

Tableau 43.: Contribution des différents types de surfaces urbaines au ruissellement direct, adapté d'après (Chocat, 1978).

8.3.6.3 Modélisation des pertes

8.3.6.3.1 Principes de modélisation

Il existe de très nombreuses méthodes dont l'objet est le calcul des pertes au ruissellement, mais il faut noter que ce mot n'a pas toujours la même signification.

Considérons les grandeurs :

- A : surface A du bassin versant (m²) ;
 - i (t) : intensité de pluie brute, supposée homogène sur A (m/s) ;
 - Q_p (t) : débit précipité au temps t (m³/s) : Q_p (t) = A . i (t) ;
 - Q_s (t) : débit à l'exutoire du bassin versant (m³/s) ;
 - d : la durée de la pluie
 - Q_{max} : débit maximum à l'exutoire (Q_{max} = max (Q_s (t)).
- On peut définir les pertes par un coefficient volumétrique de ruissellement représentant le rapport entre le volume ruisselé et le volume précipité :

$$C = \frac{\int Q_s(t).dt}{\int Q_p(t).dt} \quad \text{équation 57}$$

- On peut définir les pertes par un coefficient de ruissellement constant dont le but est de déterminer une caractéristique de l'hydrogramme, qui est, en général, le débit maximum (méthode rationnelle, méthode de Caquot, etc.). Par exemple :

$$C = \frac{Q_{\max}}{\frac{1}{d} \int_0^d Q_p(t).dt} \quad \text{équation 58}$$

- On peut enfin définir les pertes en introduisant une grandeur fictive : la pluie nette ou le débit de pluie nette. Le hyétogramme de pluie nette représente l'évolution dans le temps des intensités d'une pluie fictive, qui provoquerait le même hydrogramme de sortie sur un bassin versant de même surface que le bassin réel, mais ne présentant aucune perte. Le débit de pluie nette est égal à l'intensité de pluie nette multipliée par la surface du bassin versant ; il s'agit également d'une grandeur fictive :

$$Q_e(t) = A . i_{\text{net}}(t) \quad \text{équation 59}$$

Par suite :

$$C(t) = \frac{Q_e(t)}{Q_p(t)} = \frac{i_{\text{net}}(t)}{i(t)} \quad \text{équation 60}$$

On parle dans ce cas de fonction de production ou de schéma d'abattement, selon que l'on s'intéresse au débit produit ou à la lame d'eau "perdue". C'est cette dernière approche que nous allons particulièrement développer.

Les schémas d'abattement sont en général fondés sur le principe de la séparation des pertes en une fraction initiale et une fraction continue. Les différents modèles

peuvent, pour la plupart, se classer en quatre grandes familles, conformément au tableau suivant.

Les pertes initiales correspondent au stockage dans les dépressions du sol, éventuellement à l'évaporation (très faible durant la pluie) et à la rétention par la végétation. Les pertes continues représentent l'infiltration pour les terrains perméables, elles sont négligeables pour les surfaces revêtues.

Type de modèle	Pertes initiales	Pertes continues
1	nulles	proportionnelles à l'intensité de la pluie. (Coefficient de ruissellement égal au rapport volumétrique)
2	forfaitaires	constantes dès la satisfaction des pertes initiales.
3	forfaitaires	proportionnelles à l'intensité de la pluie. (coefficient de ruissellement)
4	forfaitaires	fonctions du temps, analogues à une fonction d'infiltration.

Tableau 44.: Classification des modèles de pertes, d'après [Desbordes](#) (1974).

Une autre classification des pertes est proposée dans la figure suivante.

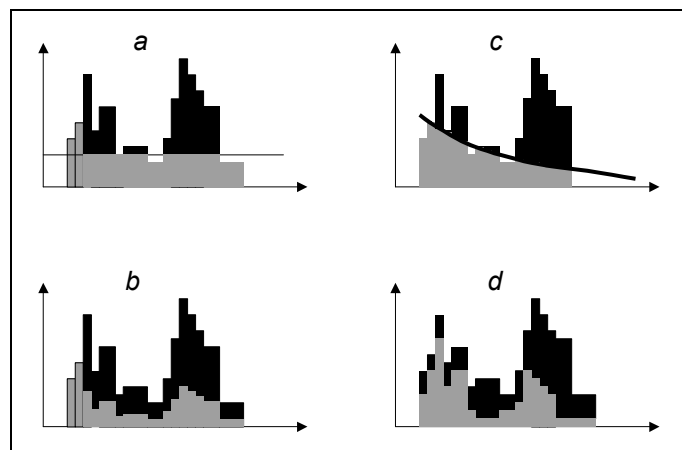


figure41: Classification des modèles de pertes, d'après [Jovanovic](#) (1986).

- type a) : perte initiale + perte continue constante au cours du temps ;
- type b) : perte initiale + perte continue proportionnelle à la pluie ;
- type c) : perte continue variant dans le temps comme une fonction d'infiltration ;
- type d) : perte continue variable proportionnellement à la pluie.

8.3.6.3.2 Représentation des pertes initiales

Les pertes initiales correspondent à un prélèvement effectué sur la pluie, au début de l'événement. Elles s'expriment en millimètres et le ruissellement ne sera représenté par le modèle qu'après que ces pertes soient satisfaites (ce qui signifie en particulier qu'une pluie pour laquelle la hauteur totale précipitée est inférieure aux pertes initiales ne générera aucun ruissellement). Cette remarque fournit d'ailleurs un moyen expérimental d'évaluer les pertes initiales sur un bassin versant.

Sur le plan physique, les pertes initiales sont essentiellement dues au stockage dans les dépressions, et dans une moindre mesure à l'évaporation initiale et à l'interception par la végétation. Elle dépend de nombreux facteurs, en particulier la nature des revêtements de surface, l'état d'humidité du sol au début de la pluie et la pente moyenne du bassin versant. Comme ce dernier paramètre est facile à estimer, il est logique d'essayer de paramétrer les pertes en fonction de sa valeur. [Chocat](#) (1978) propose par exemple d'écrire :

$$r_s = a + b (3 - I) \quad \text{si } I < 3\% \quad \text{équation 61}$$

$$r_s = a \quad \text{si } I > 3\% \quad \text{équation 62}$$

avec pour les terrains perméables : $a = 2 \text{ mm}$ $b = 4 \text{ mm}$
 pour les terrains imperméables : $a = 0,5 \text{ mm}$ $b = 1 \text{ mm}$

I étant la pente moyenne du bassin versant exprimée en %.

Les pertes initiales jouent un rôle mineur lors des ruissellements correspondant à de fortes pluies. En revanche, leur importance peut devenir grande pour des pluies faibles à moyennes qu'il devient nécessaire d'étudier si l'on souhaite par exemple évaluer les rejets par les déversoirs d'orage.

8.3.6.3.3 Modèles à coefficient de ruissellement

Le concept de coefficient de ruissellement consiste à supposer qu'à l'échelle d'un élément de surface réceptrice, voire de la totalité du bassin versant, la pluie nette, ou le débit ruisselé, peuvent s'exprimer sous la forme d'une fraction C de la pluie brute. Il s'agit donc de modèles à pertes continues proportionnelles, si l'on reprend les typologies précédentes.

La fraction ruisselée peut être relative :

- soit aux flux instantanés mis en jeu, et l'on parle alors de coefficient de ruissellement "instantané" C(t).
- soit aux volumes mis en jeu au cours d'un événement pluvieux, on parle alors de coefficient "volumétrique" de ruissellement Cv.

Ces différents coefficients de ruissellement peuvent s'exprimer de la façon suivante :

- pour les coefficients de ruissellement instantanés, à l'échelle d'un élément de surface :

$$C(x, y, t) = 1 - \frac{p(x, y, t)}{i_b(x, y, t)} = \frac{i_n(x, y, t)}{i_b(x, y, t)} \quad \text{équation 63}$$

et à l'échelle d'une unité hydrologique de surface :

$$C_A(t) = \frac{Q(t)}{\iint i_b(t, x, y).dx.dy} \quad \text{équation 64}$$

- pour les coefficients volumétriques de ruissellement, à l'échelle d'un élément de surface :

$$C_v(x, y) = 1 - (H_p / H_b) = H_n / H_b \quad \text{équation 65}$$

et à l'échelle d'une unité hydrologique :

$$C_{vA} = V_n / V_b \quad \text{équation 66}$$

avec :

$i_b(x, y, t)$: intensité de pluie brute à l'instant t au point de coordonnées x, y ;

- $i_n(x, y, t)$: intensité de pluie nette à l'instant t au point de coordonnées x, y ;
 $p(x, y, t)$: pertes au point de coordonnées x, y ;
 H_p : hauteur totale de pertes ;
 H_b : hauteur totale de pluie brute ;
 H_n : hauteur totale de pluie nette ;
 V_b : volume de pluie brute sur l'unité hydrologique ;
 V_r : volume de ruissellement récupéré à l'exutoire de l'unité hydrologique au cours d'un épisode pluvieux.

Les relations entre les coefficients locaux (ou élémentaires) de ruissellement (équation 63 et équation 65), qui pourraient avoir un sens physique (et être localement mesurés), et les coefficients globaux, à l'échelle d'une unité hydrologique (équation 64 et équation 66), ne sont pas évidentes sans hypothèses particulières. En fait, la formulation des coefficients $C_A(t)$ et Cv_A , à l'échelle d'une unité hydrologique, est essentiellement conceptuelle, et repose sur l'hypothèse d'une analogie de comportement entre la parcelle élémentaire et l'unité hydrologique.

Malgré ces remarques préliminaires, les approches reposant sur l'utilisation de coefficients de ruissellement possèdent une bonne qualité pragmatique et sont de ce fait souvent utilisés en hydrologie urbaine.

8.3.6.3.3.1 Coefficient de ruissellement constant

C'est la modélisation la plus simple et la plus classique en hydrologie urbaine. Elle semble être adaptée à des unités fortement urbanisées, homogènes, à surfaces actives à peu près constantes.

En pratique, si l'on veut utiliser ce type de modèle pour simuler des pluies faibles ou moyennes, il est cependant préférable de le compléter par une perte initiale PI_A , voire par une perte continue de quelques mm/h. Dans ces conditions, la lame d'eau moyenne donnant lieu à un ruissellement potentiel, ou pluie nette, Le_A , se déduit de Lb_A , lame d'eau brute précipitée, par la relation :

$$Le_A = Lb_A - PI_A \quad \text{équation 67}$$

PI_A étant la lame moyenne de pertes initiales du bassin de surface A.

Le coefficient Cv_A du bassin s'écrit :

$$Cv_A = \frac{V_r}{A.(Lb_A - PI_A)} \quad \text{équation 68}$$

Soit :

$$V_r = Cv_A.(Lb_A - PI_A).A \quad \text{équation 69}$$

Si l'on dispose de mesures de hauteur précipitée (Lb_A) et de volume ruisselé (V_r) à l'exutoire du bassin versant, on peut facilement tester l'adéquation statistique de ce modèle linéaire très simple :

$$V_r = (a.Lb_A + b).A \quad \text{équation 70}$$

Si le modèle est adéquat, les paramètres a et $b' = b / a$ de l'ajustement (Voir figure 42) donneront les valeurs moyennes du coefficient de ruissellement Cv_A et des pertes initiales PI_A .

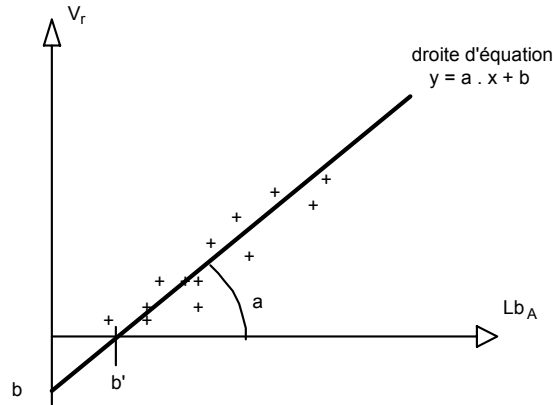


figure42: Détermination des paramètres a et b'.

Généralement, on ne dispose pas de mesures pour l'ensemble des sous-bassins versants du territoire étudié. Il est donc nécessaire de trouver une formulation permettant de relier les paramètres du modèle à des grandeurs mesurables. Un grand nombre de recherches ont été conduites dans ce sens et la plupart ont conclu à des modèles du type :

$$Cv_A = a.IMP + b.I + c \quad \text{équation 71}$$

avec :

IMP : rapport des surfaces imperméables à la surface totale ;

I : pente moyenne du bassin versant.

D'un point de vue pratique, si l'on s'intéresse à des précipitations relativement importantes (supérieures à 40 millimètres en 2 heures), les pertes initiales PI sont alors faibles devant les pertes continues et l'on peut les négliger et utiliser des formulations conceptuelles très simples du type :

$$Cv_A = IMP = A_{IMP}/A \quad \text{équation 72}$$

Dans cette relation, A est la surface totale et A_{IMP} la surface imperméable active, c'est à dire celle qui est directement reliée au réseau. Cette dernière grandeur étant difficilement estimable au stade des projets, elle peut éventuellement être majorée par la surface imperméable totale.

Cependant, les "coefficients de projet" ainsi obtenus doivent être considérés comme une borne supérieure du coefficient Cv_A . Ils peuvent en particulier conduire à une forte majoration des débits calculés dans le cas de pluies faibles ou moyennes (étude de la pollution due aux rejets urbains de temps de pluie par exemple) ou lorsque les conditions du développement urbain font qu'une partie importante des surfaces non revêtues est non raccordée au réseau et ruisselle en direction de zones perméables.

Si la hauteur totale précipitée est inférieure à 40 millimètres en deux heures, il devient nécessaire d'utiliser une démarche plus fine (voir équation 69), prenant en compte les pertes initiales et le fait que la totalité des surfaces revêtues ne contribuent pas obligatoirement au ruissellement.

En ce qui concerne les pertes initiales, on peut utiliser les modèles proposés au paragraphe 8.3.6.3.2. En ce qui concerne la valeur du coefficient Cv_A , on peut se référer au paragraphe suivant.

8.3.6.3.3.2 Coefficient de ruissellement fonction de la pluie

Une solution possible pour améliorer le modèle consiste à considérer que le coefficient de ruissellement est constant pendant une pluie donnée, mais qu'il varie d'une pluie à une autre. On peut par exemple essayer de relier la lame d'eau ruisselée à la lame d'eau précipitée par plusieurs segments de droite, correspondant chacun à des pluies plus ou moins importantes.

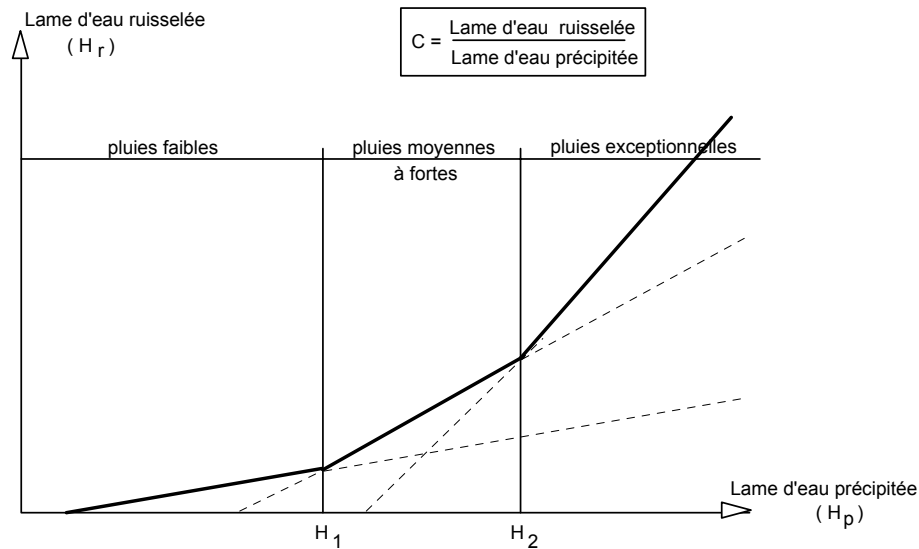


figure43: Détermination du coefficient de ruissellement pour un type de pluie donné.

Les valeurs des pentes des différents segments de droite peuvent être estimées en fonction des contributions possibles de différents types de surface et selon les caractéristiques de la pluie. A titre indicatif, le tableau suivant propose des valeurs de coefficient de ruissellement à appliquer sur les trois types principaux de surface (surface revêtues directement connectées au réseau, autres surfaces revêtues, surfaces non revêtues).

Le modèle est peu sensible aux valeurs limites séparant les différents types de précipitations. Des valeurs de H_1 et H_2 respectivement voisines de 30 mm et 50 mm semblent convenables.

	surface revêtues directement connectées au réseau	autres surfaces revêtues	surfaces non revêtues
pluies faibles	90%	10%	0%
pluies moyennes à fortes	100%	50%	10%
pluies exceptionnelles	100%	100%	60%

Tableau 45.: Exemple de valeurs permettant le calcul des coefficients de ruissellement à appliquer selon la nature des surfaces et le type de précipitation.

Pour assurer la continuité de la réponse du bassin versant lorsque l'on change de type de précipitation, il est nécessaire de n'appliquer les pourcentages d'apport que

sur la partie de précipitation excédant la valeur limite de hauteur d'eau. Par exemple, pour une précipitation de 80 mm, 10 % de l'eau précipitée sur les surfaces revêtues non directement connectées ruissellera pour la tranche de pluie 0 à 30 mm, 50 % pour la tranche 30 mm à 50 mm et 100 % pour la tranche 50 mm à 80 mm.

Le coefficient de ruissellement à appliquer sur ce type de surface sera donc :

$$C_1 = 0,1 \frac{30}{80} + 0,5 \frac{20}{80} + 1 \frac{25}{80} = 0,475 \quad \text{équation 73}$$

Le coefficient de ruissellement global du bassin versant sera obtenu en faisant la moyenne des coefficients ainsi calculés pour chaque surface, pondérés par les valeurs relatives des surfaces des trois types.

La construction des tableaux du type du tableau 45 doit se faire localement en fonction d'enquêtes de terrain. La contribution des différents types de surface dépend en effet d'un grand nombre d'éléments (pente, présence de ruisseaux, perméabilité des sols non revêtus, type d'occupation des sols, nature des toitures, historique du développement du réseau, etc..). La difficulté apparente de la tâche ne doit pas décourager ce type d'étude. La démarche classique consistant à assimiler le coefficient de ruissellement, en toute circonstances, au coefficient d'imperméabilisation revient en effet à utiliser le tableau suivant :

	surface revêtues directement connectées au réseau	autres surfaces revêtues	surfaces non revêtues
pluies faibles	100%	100%	0%
pluies moyennes à fortes	100%	100%	0%
pluies exceptionnelles	100%	100%	0%

Tableau 46.: Tableau correspondant à un coefficient de ruissellement toujours pris égal au coefficient d'imperméabilisation.

Le simple bon sens montre qu'une étude, même très légère, ne peut que permettre d'améliorer ces valeurs.

8.3.6.3.3 Prise en compte d'une perte continue constante

Lorsque l'on essaye de représenter au mieux des mesures par un modèle à coefficient de ruissellement, on surestime souvent les volumes et les débits produits par les pluies longues et peu intenses. Une interprétation possible de ce phénomène est la non prise en compte des pertes par infiltration à travers les surfaces revêtues (voir le paragraphe 8.3.6.2).

Dans ces conditions, il est souvent possible d'améliorer le calage en rajoutant une perte continue constante de l'ordre de 0,5 à 2 mm/h et en diminuant un peu le coefficient de ruissellement (ou les pourcentages de contribution relative des différents types de surface).

On obtient alors une fonction de production prenant en compte 3 types de pertes :

- une perte initiale (PI),
- une perte continue constante (PCC),
- une perte continue proportionnelle (PCP).

Le schéma de la figure 44 illustre un tel modèle.

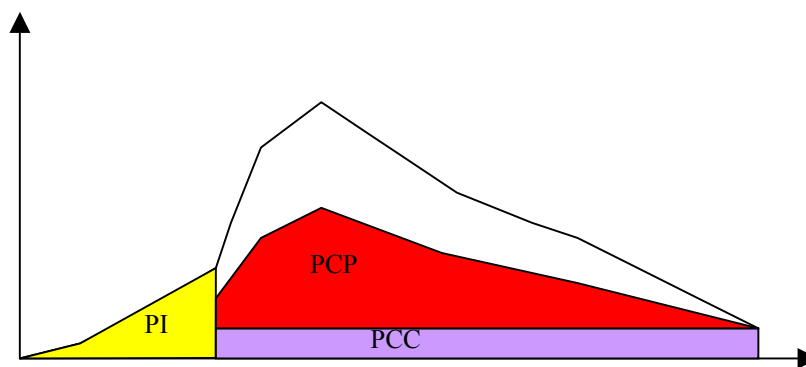


figure44: *Modèle faisant intervenir des pertes initiales (PI), des pertes continues constantes (PCC) et des pertes continues proportionnelles (PCP = coefficient de ruissellement).*

8.3.6.3.4 Coefficient de ruissellement variable dans le temps

Du fait de la contribution éventuelle de surfaces perméables et du remplissage progressif de certaines macro-dépressions du sol, il est parfois nécessaire de considérer que le coefficient de ruissellement, C_A , d'un bassin urbain varie avec le temps, au cours d'une même averse. Les modèles de ce type reposent en général sur l'idée de base que l'accroissement du coefficient de ruissellement dépend du volume de pluie tombée ou du volume des pertes.

La conceptualisation la plus simple consiste à supposer une croissance exponentielle du type :

$$C_A(t) = a(1 - e^{-b \cdot t}) \quad \text{équation 74}$$

Cependant, on ne peut pas identifier les paramètres a et b de cette relation sans faire intervenir la modélisation de la fonction de transfert. De ce fait, le calage de l'équation ci-dessus ne peut être réalisé indépendamment de celui de la fonction de transfert. Il est donc délicat de juger séparément de l'adéquation des fonctions de production et de transfert, en particulier lorsque les paramètres de ces deux fonctions sont déterminés par optimisation. Ces modèles sont donc plus difficiles à utiliser et, en général, cette difficulté supplémentaire n'est pas justifiée du fait que les mesures de pluies et de ruissellement sont insuffisamment précises pour évaluer l'amélioration réelle sur les résultats.

8.3.6.3.4 Application pratique : différents types de surface à prendre en compte et méthodes d'évaluation

Quelle que soit la définition retenue pour le coefficient de ruissellement, il est nécessaire de déterminer le rôle et l'importance des différentes surfaces contributives du bassin versant. Les différentes surfaces urbaines ont en effet un comportement différent vis-à-vis du ruissellement, suivant leur nature et leur fonction. L'eau ne ruisselle pas de la même façon sur un toit en terrasse, une chaussée, un terrain de sport en terre battue, etc..

8.3.6.3.4.1 Différentes surfaces à prendre en compte

Il est dans un premier temps utile d'établir une typologie des surfaces urbaines permettant en particulier une reconnaissance claire de celles considérées comme

imperméables et reliées au réseau. Cette typologie peut être bâtie en suivant un raisonnement en trois étapes ([Chocat & Seguin, 1986](#)) :

a) Séparation des surfaces urbaines par types d'urbanisation :

- zones d'habitat individuel ;
- zones d'habitat collectif ;
- zones industrielles ou d'activités ;
- centres villes - habitat continu - rues commerçantes ;
- grands équipements ; etc..

b) Recensement, pour chaque type d'urbanisation, des éléments urbains recouvrant la zone :

- surfaces occupées par les bâtiments ;
- surfaces d'espaces libres privatifs (cours, jardins, allées de garage) ;
- surfaces d'espaces libres collectifs (espaces verts, aires de jeux, espaces piétons, etc.) ;
- surfaces de voirie (chaussées, places, trottoirs, etc.) ;
- surfaces de stationnement.

c) Etude, sur le site, de la nature du revêtement, du type de raccordement et de l'importance relative de ces éléments urbains pour chaque type d'urbanisation.

A partir de ces considérations, on peut bâtir un tableau de même nature que celui ci-après.

Nature des surfaces	Imperméables	Reliées au réseau	Prise en compte dans les surfaces imperméables
Bâtiments :			
- toitures pentes	Oui	Oui	Oui
- toitures terrasses	Oui	Oui	Oui
Voiries :			
- rues	Oui	Oui	Oui
- trottoir	Oui	Oui	Oui
- places	Oui	Oui	Oui
- routes	Oui	Douteux	Non(1)
- stationnements	Oui	Oui	Oui
Espaces collectifs :			
- terrains vagues	Non	Non	Non
- espaces verts	Non	Non	Non
- aires de jeux	Non	Oui	Non
- espaces piétons	Oui	Oui	Oui
- terrains de sports	Oui/Non	Oui/Non	Oui/Non
Espaces privés :			
- dépôts usines	Oui	Oui	Oui
- cours intérieures	Oui	Oui	Oui
- jardins	Non	Non	Non

(1) : l'eau de ruissellement recueillie par des fossés latéraux est rejetée directement dans le milieu naturel.

Tableau 47.: *Prise en compte des surfaces des bassins versants selon leurs caractéristiques.*

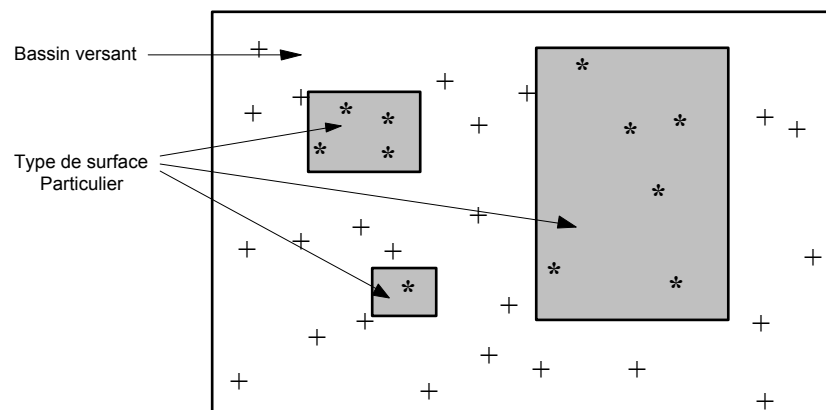
Ce tableau a été établi pour une application particulière en région Lyonnaise, sur une zone correspondant à un type d'urbanisme spécifique. Il n'a qu'une valeur locale. Ce type de tableau doit donc être construit pour chaque étude.

8.3.6.3.4.2 *Mesure des différentes surfaces*

Sur un bassin versant, les différents éléments urbains sont toujours très imbriqués les uns dans les autres. Ceci rend la mesure directe (par planimétrie) des surfaces qui leur sont associées longue et difficile. Il existe cependant des méthodes globales de mesure beaucoup plus rapides et satisfaisantes au regard de la précision attendue.

8.3.6.3.4.3 *Méthode statistique*

La méthode statistique consiste à superposer au document représentant le bassin versant une grille de points répartis aléatoirement dans l'espace, puis à dénombrer les points positionnés sur une surface appartenant au type que l'on souhaite mesurer (par exemple toitures d'immeubles, voiries, etc.). Le rapport entre la valeur de la surface à mesurer et la surface totale est égal au rapport entre le nombre de points dénombrés sur la surface à mesurer et le nombre total de points.



$$\frac{\text{surface grisée}}{\text{surface totale}} = \frac{\text{nombre d'étoiles}}{\text{nombre de croix}} = \frac{11}{35}$$

figure45: *Principe de la méthode statistique.*

Cette technique repose sur une méthode statistique bien connue : la méthode de Monte Carlo, qui permet de définir le nombre minimum N d'épreuves (de points à compter) pour que la probabilité d'avoir une erreur sur le résultat inférieure à ε soit inférieure à $1-S$ (ε et S étant choisis a priori). L'abaque suivant, extrait de ([Chocat & Seguin](#), 1986), permet de fixer la valeur de N à partir des valeurs de ε et S . Cette méthode est très efficace, à la condition expresse de disposer d'un document de bonne qualité permettant de distinguer sans ambiguïté les différents types de surface (plan topographique ou photographie aérienne à une échelle satisfaisante).

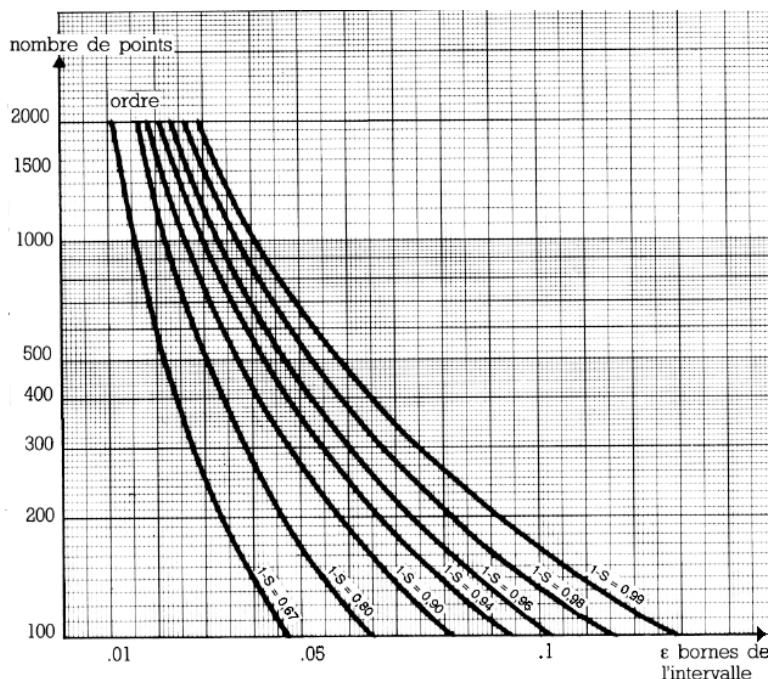


figure46: Nombre de points à compter pour obtenir une précision relative donnée ; extrait de (Chocat & Seguin, 1986).

Il faut par exemple compter 200 points pour obtenir, avec une probabilité de 67 %, une incertitude relative inférieure ou égale à 3,3 % (0,033) et en compter 600 pour obtenir la même incertitude avec une probabilité supérieure à 90%.

En pratique, compter 200 à 300 points par bassin versant fournit généralement une précision suffisante au regard des autres incertitudes.

8.3.6.3.4.4 Reconnaissance automatique des surfaces à partir de photographies aériennes ou satellitaires

L'idée de réaliser un traitement numérique d'images prises depuis le ciel pour déterminer automatiquement les différents types de surface date de la fin des années 1970. Les premiers essais, utilisant des photographies aériennes en vraies couleurs, ne se sont pas avérés très concluants (Chocat & Seguin, 1986). Certaines sociétés proposent actuellement des méthodes de détermination fondées sur plusieurs images satellitaires (SPOT) du même site prises sur des longueurs d'ondes différentes. Ce type de technique représente un réel progrès. Il permet en particulier de distinguer les surfaces végétalisées des autres types de surface. Il subsiste cependant deux difficultés :

- la dimension élémentaire des pixels est encore souvent trop importante, car du même ordre de grandeur que la trame urbaine (au mieux 25 × 25 mètres, plus fréquemment 50 × 50 mètres) ;
- l'association : surface végétalisée = surface perméable / surface non végétalisée = surface imperméable, paraît un peu rapide et mériterait probablement d'être confirmée par des enquêtes de terrain.

8.3.6.3.4.5 Utilisation de bases de données urbaines ou de Systèmes d'Informations Géographiques

L'idée d'utiliser des bases de données urbaines est également ancienne. En France, les premières tentatives ont été faites sur le fichier topographique et parcellaire d'Ile de France dès la fin des années 1970. Elles n'ont pas abouti, essentiellement du fait des limitations des matériels et logiciels de l'époque qui conduisaient à des temps de calcul prohibitifs. Actuellement, l'une des expériences les plus avancées est celle

de la Communauté Urbaine de Lyon qui développe, dans le cadre de l'application GESICA, un système de détermination semi-automatique du contour des bassins versants et de leur imperméabilisation (Chocat, 1994). Malgré les progrès très importants réalisés dans l'amélioration des outils informatiques, l'application est encore limitée par des problèmes de ressources logiciels et nécessite toujours une intervention humaine. Elle ouvre cependant une piste extrêmement prometteuse pour l'avenir, en particulier parce qu'elle permet d'individualiser toutes les surfaces urbaines et autorise un suivi extrêmement fin de leur évolution. Voir par exemple à ce sujet la thèse de Rodriguez (1999).

En conclusion, la modélisation de la fonction de production par de simples coefficients de ruissellement (ou de perte) moyens, à l'échelle d'un bassin versant, est très fréquente en hydrologie urbaine. Elle n'est cependant cohérente, au regard de la fonction de transfert, que si cette dernière traduit un processus linéaire non distribué dans l'espace. Ces conditions ne sont approximativement vérifiées que dans les cas, assez fréquents cependant, de bassins versants urbanisés de petite taille, d'occupation des sols homogènes et de surfaces actives peu variables au cours d'une averse, ou d'une averse à l'autre, soumis à des précipitations relativement importantes. Dans les autres cas, et en particulier lorsque la contribution des zones perméables ne pourra plus être négligée, l'utilisation de coefficients de ruissellement n'aura que peu d'intérêt, car elle s'éloignera de la réalité physique des processus de production et de transfert du ruissellement.

8.3.6.3.5 Modèles type Horton

8.3.6.3.5.1 Formulation

Les modèles de ce type sont des modèles conceptuels, qui font l'hypothèse que la capacité d'infiltration des sols décroît régulièrement au cours du temps pendant la pluie, au fur et à mesure que le sol se sature. Le modèle de Horton se met sous la forme suivante :

$$F(t) = F_c + (F_0 - F_c) e^{-kt} \quad \text{équation 75}$$

avec :

- F(t) : capacité d'infiltration du sol au temps t (mm/h)
- F_c : capacité d'infiltration asymptotique limite lorsque la pluie se prolonge (t → ∞) (mm/h)
- F₀ : capacité d'infiltration maximale en début d'averse (mm/h)
- k : constante (h⁻¹).

Le modèle de Horton conduit à l'expression suivante de la hauteur infiltrée φ (t) à l'instant t :

$$\varphi(t) = \int_0^t F(u) du = F_c t + \frac{F_0 - F_c}{k} (1 - e^{-kt}) \quad \text{équation 76}$$

Ce modèle a été établi et vérifié sur des sols partiellement saturés. Il n'est pas applicable au cas des sols initialement secs ou lorsque les problèmes d'interface eau-air dans la zone superficielle sont importants et perturbent l'infiltration.

Un autre problème réside dans le fait que la capacité d'infiltration théorique n'est atteinte que si elle reste à tout instant inférieure à l'intensité de la pluie. Dans le cas contraire, le sol absorbera toute l'eau précipitée et l'infiltration sera égale à l'intensité de la pluie.

Or, en début d'événement pluvieux, la pluie est généralement inférieure à la capacité d'infiltration, et la hauteur d'eau réellement infiltrée est limitée par la hauteur précipitée et n'atteint donc pas la valeur théorique donnée par $\phi(t)$. Pour surmonter cette difficulté, [Tholin & Keifer](#) (1959), repris par exemple par [Mitci](#) (1974, 1978), proposent d'adopter la démarche suivante pour estimer la capacité d'infiltration réelle $F_r(t)$.

On considère que le ruissellement ne peut commencer qu'à l'instant t_1 pour lequel la hauteur infiltrée est égale à la hauteur précipitée. Pour cela, on détermine au préalable, graphiquement, la durée t_0 (appelée offset) dont il faut décaler la courbe théorique $\phi(t)$ de telle sorte que cette courbe $\phi(t)$ devienne tangente à la courbe de la hauteur précipitée cumulée $H(t)$ (voir la figure 47).

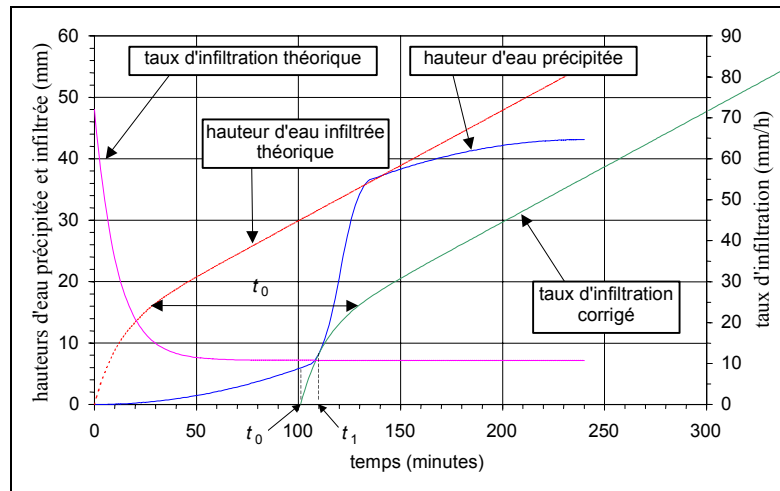


figure47: Détermination graphique du décalage t_0 de l'origine de la courbe de hauteur infiltrée $\phi(t)$ et de l'instant t_1 à partir duquel le ruissellement peut commencer.

Le point où les courbes $\phi(t)$ et $H(t)$ se tangent a pour abscisse le temps t_1 recherché. En effet, à cet instant, les hauteurs précipitées et infiltrées sont égales et l'intensité de la pluie est également égale à la capacité d'infiltration :

$$\int_0^{t_1} i(u)du = \int_{t_0}^{t_1} F(u - t_0)du = \int_0^{t_1 - t_0} F(u)du \quad \text{équation 77}$$

$$i(t_1) = F(t_1 - t_0) \quad \text{équation 78}$$

La capacité réelle d'infiltration $F_r(t)$ est donnée par la relation suivante :

$$\text{pour } t \leq t_1 \quad F_r(t) = i(t) \quad \text{équation 79}$$

$$\text{pour } t > t_1 \quad F_r(t) = F(t-t_0)$$

La pluie nette $i_n(t)$ est donnée par la relation :

$$i_n(t) = \max(0, i(t) - F_r(t - t_0)) \quad \text{équation 80}$$

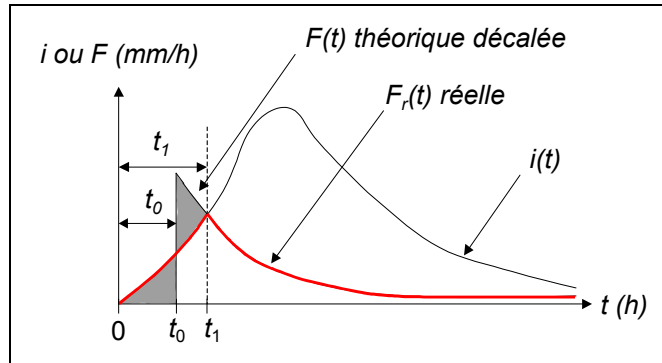


figure48: Courbe de la capacité d'infiltration réelle de l'eau dans le sol.

8.3.6.3.5.2 Choix des paramètres

En dehors du problème numérique de résolution précédemment évoqué, la difficulté essentielle d'utilisation de la méthode de Horton réside dans la détermination des paramètres F_c , F_0 et k .

- [Tholin & Keifer](#) (1959) proposent les valeurs suivantes pour une terre grasse engazonnée :
 - $F_0 = 76$ mm/h
 - $F_c = 16$ mm/h en conditions normales ou $F_c = 7.6$ mm/h en conditions antérieures humides
 - $k = 0,083$ mn⁻¹

Ces valeurs semblent fortes.

- [Breuil](#) (1987) donne d'autres valeurs :
 - terres sableuses : $F_c = 15$ à 25 mm/h
 - terres lourdes : $F_c = 3$ à 15 mm/h
 - terres argileuses : $F_c = 3$ mm/h.
- l'[ATV](#) (1986) propose F_c entre 2 et 15 mm/h selon les sites.
- [Desbordes](#) (1974), sans autre précision, propose une fourchette de 3 à 20 mm/h pour l'infiltration.
- [Normand](#) (1976), cité par [Chocat et al.](#) (1982), propose la relation suivante, en posant $F_0 = 4F_c$:

$$F(t) = F_c + 4F_c e^{-kt} \quad \text{équation 81}$$

Cette relation permet de s'affranchir de F_0 dont la détermination est délicate car F_0 dépend des conditions antérieures d'humidité, de température, de pluie, etc. Elle correspond à un sol sec en début de pluie (ce qui est en fait contradictoire avec les conditions d'utilisation du modèle de Horton !).

8.3.6.3.6 Méthode du Soil Conservation service (SCS)

Une autre approche possible pour représenter les bassins versants peu imperméabilisés est celle de l'US Soil Conservation Service : pour que le ruissellement puisse commencer, le modèle SCS suppose qu'il faut qu'une hauteur de pluie M_b (mm) soit déjà tombée pour satisfaire l'interception par les végétaux et les dépressions du sol. On appelle F_{max} l'infiltration potentielle maximale du sol. Le modèle donne les relations expérimentales suivantes :

$$M_b = 0.2F_{max} \quad \text{équation 82}$$

$$F_{\max} = 25.4 \left(\frac{1000}{\text{CN}} - 10 \right) \quad \text{équation 83}$$

avec CN coefficient d'aptitude au ruissellement (sans dimension).

CN dépend de la nature du sol, de son couvert végétal et des conditions antérieures d'humidité :

- la nature du sol s'exprime en fonction d'un classement en 4 catégories d'après son aptitude à l'infiltration :
- sols de type A : infiltration élevée, sols profonds composés de sables ou graviers ;
- sols de type B : infiltration moyenne, sols moins profonds moyennement chargés en loess et argiles ;
- sols de type C : infiltration faible, sols peu profonds moyennement argileux ;
- sols de type D : infiltration très faible, sols argileux ou très argileux.

On trouvera dans Chow (1959, 1964) une classification des sols selon ces critères.

- les conditions antérieures d'humidité sont exprimées en fonction de la pluviométrie des cinq jours précédents :
- condition A-I : correspond à un sol sec ;
- condition A-II : correspond à des conditions moyennes d'humidité ;
- condition A-III : quand de grosses chutes de pluie ou des pluies légères associées à de basses températures se sont produites dans les cinq jours précédents.

Pour déterminer le type de condition antérieures d'humidité, on peut se référer au tableau 48 qui relie ce paramètre à la hauteur totale de précipitation au cours des 5 jours précédents et à l'état végétatif.

Condition	Repos végétatif	Saison de végétation	Annuellement
A-I	12	35	12
A-II	12 à 28	35 à 53	12 à 38
A-III	28	53	38

Tableau 48.: Conditions antérieures d'humidité sur cinq jours (mm d'eau) du modèle SCS ([Deutsch et al.](#) 1989)

le tableau 49 fournit les valeurs de CN pour divers types de sol et de couvert végétal pour des conditions de type A-II. Le

tableau 50 donne ensuite les valeurs de CN pour les conditions de type A-I et A-III en fonction des valeurs de CN pour la condition A-II.

Le ruissellement est alors calculé en faisant l'hypothèse que le rapport ruissellement sur pluie après pertes initiales est égal au rapport volume infiltré sur infiltration potentielle maximale. Cette hypothèse conduit à la relation

$$V_r = \frac{(H(t) - M_b)^2}{H(t) - M_b + F_{\max}} = \frac{(H(t) - 0.2F_{\max})^2}{H(t) + 0.8F_{\max}} \quad \text{équation 84}$$

avec :

V_r : volume ruisselé jusqu'à l'instant t (mm)

H : hauteur de pluie tombée jusqu'à l'instant t (mm).

La perte continue représentant l'infiltration peut donc s'écrire

$$F(t) = H(t) - M_b - V_r(t) \quad \text{équations 85}$$

avec F : infiltration jusqu'à l'instant t (mm).

Ce modèle de calcul a été repris par la suite dans le modèle SOCOSE élaboré par le Cemagref.

Son caractère non linéaire et la difficulté à identifier la nature du sol de surface le rendent assez délicat à utiliser.

Culture ou végétation	Traitement ou pratique	Condition de la végétation	Groupe hydrologique du sol			
			A	B	C	D
Jachère	en ligne de pente		77	86	91	94
Culture en ligne	en ligne de pente	faible	72	81	88	91
	en ligne de pente	bonne	67	78	85	89
	en courbe de niveau	faible	70	79	84	88
	en courbe de niveau	bonne	65	75	82	86
	courbe de niv. et banquettes	faible	66	74	80	82
	courbe de niv. et banquettes	bonne	62	71	78	81
Céréales (sauf maïs)	en ligne de pente	pauvre	65	76	84	88
	en ligne de pente	bonne	63	75	83	87
	en courbe de niveau	pauvre	63	74	82	85
	en courbe de niveau	bonne	61	73	81	84
	courbe de niv. et banquettes	pauvre	61	72	79	82
	courbe de niv. et banquettes	bonne	59	70	78	81
Légumineuses (1) ou prairie dans une rotation	en ligne de pente	faible	66	77	85	89
	en ligne de pente	bonne	58	72	81	85
	en courbe de niveau	faible	64	75	83	85
	en courbe de niveau	bonne	55	69	78	83
	courbe de niv. et banquettes	faible	63	73	80	83
	courbe de niv. et banquettes	bonne	51	67	76	80
Pâturage naturel ou parcours		faible	68	79	86	89
		moyenne	49	69	79	84
		bonne	39	61	74	80
	courbe de niveau	faible	47	67	81	88
	courbe de niveau	moyenne	25	59	75	83
	courbe de niveau	bonne	6	35	70	79
Prairie permanente		bonne	30	58	71	78
Bois et bosquets		faible	45	66	77	83
		moyenne	36	60	73	79
		bonne	25	55	70	77
Abords de ferme			59	74	82	86
Pistes boueuses à surface dure (2)			72	82	87	89
			74	84	90	92

Tableau 49.: Valeurs de CN pour des conditions moyennes de type A-II (Deutsch et al. 1989)

conditions	A II	A I	A III	A II	A I	A III	A II	A I	A III
	100	100	100	85	70.0	97.0	70	51.0	87.0
	99			84	68.6	96.4	69	49.8	86.2
	98			83	67.6	95.8	68	48.6	85.4
	97			82	65.8	95.2	67	47.4	84.6
	96			81	64.4	94.6	66	46.2	83.8
	95	87.0	99.0	80	63.0	94.0	65	45	83.0
	94	85.2	98.8	79	61.8	93.4	64	44	82.2
	93	83.4	98.6	78	60.6	92.8	63	43	81.4
	92	81.6	98.4	77	59.4	92.2	62	42	80.6
	91	79.8	98.2	76	58.2	91.6	61	41	79.8
	90	78.0	98.0	75	57.0	91.0	60	40	79.0
	89	76.4	98.8	74	55.8	90.2	59	39	78.2
	88	74.8	97.6	73	54.6	89.4	58	38	77.4
	87	73.2	97.4	72	53.4	88.6	57	37	76.6
	86	71.6	97.2	71	52.2	87.8	56	36	75.8

Tableau 50.: Valeurs de CN en fonction des conditions antérieures d'humidité
(Deutsch et al. 1989)

8.3.6.4 Fonction de transfert

La fonction de transfert a pour but de représenter la déformation du signal de pluie lors de son transfert dans le bassin versant. Les modèles utilisés sont toujours conservatifs. Ceci signifie que le volume de l'hydrogramme de pluie nette (entrée de la fonction de transfert) est égal au volume de l'hydrogramme à l'exutoire du sous-bassin versant (sortie de la fonction de transfert). Dans un système réel, les phénomènes contribuant à la déformation du signal sont extrêmement complexes et il n'est généralement pas raisonnable de vouloir les représenter tous dans le détail. On s'oriente donc presque toujours vers des modèles conceptuels, issus d'une approche heuristique, et auxquels on demande simplement une bonne pertinence. La transformation pluie-ruissellement est donc décrite de manière globale. On considère le bassin versant comme un système opérant la transformation de la pluie en un débit à l'exutoire. Le bassin peut éventuellement comprendre des tronçons de collecteurs, généralement les parties les plus amont du réseau d'assainissement. L'intérêt porte alors sur la transformation pluie-débit proprement dite et non plus sur le phénomène physique lui-même.

Selon les objectifs visés, plusieurs approches du problème sont possibles. Seules les plus utilisées ou celles présentant un intérêt historique ou pédagogique seront présentées ici.

8.3.6.4.1 Méthode des courbes isochrones

Cette méthode généralise la méthode rationnelle présentée au paragraphe [8.2.1](#). Le bassin versant est divisé en n tranches successives, en fonction du temps t_j mis par l'eau précipitée sur la partie la plus à l'amont de la tranche pour atteindre l'exutoire. La limite entre deux tranches est appelée une courbe isochrone. Les tranches sont numérotées de 1 à n , en partant de l'exutoire (voir la figure 49). On suppose que les valeurs de t_j sont indépendantes de la pluie et du débit (le modèle est linéaire). Pour simplifier les calculs on considère généralement que les temps t_j sont des multiples d'un même pas de temps Δt : $t_j = j \cdot \Delta t$.

Soient :

- A_j : surface de la tranche j du bassin versant,
- C_{rj} : coefficient de ruissellement (éventuellement variable),
- i_{jk} : la pluie tombant sur la tranche j durant le temps t_k .

On obtient les valeurs suivantes de débit à l'exutoire :

- Au bout du temps t_1 : $Q_1 = C_{r1}A_1i_{11}$
- Au bout du temps t_2 : $Q_2 = C_{r1}A_1i_{12} + C_{r2}A_2i_{21}$
- Au bout du temps t_3 : $Q_3 = C_{r1}A_1i_{13} + C_{r2}A_2i_{22} + C_{r3}A_3i_{31}$
- Au bout du temps t_k : $Q_k = \sum C_{r1}A_1i_{1(k-1+1)}$

On obtient ainsi un hydrogramme par paliers donnant Q_k pour chaque intervalle de temps t_k .

Mitci (1974) a présenté l'application et les résultats de cette méthode dans les deux cas suivants :

- averse uniforme sur tout le bassin et coefficients C_r constants ;
- averse non uniforme et coefficients C_r variant au cours du temps.

On trouvera également une présentation détaillée et une analyse de cette méthode dans [Réménéieras](#) (1972, 1976).

La principale difficulté de la méthode réside dans la détermination des courbes isochrones, opération délicate et assez approximative. Globalement, on peut

considérer que cette méthode présente davantage un intérêt pédagogique que réellement pratique.

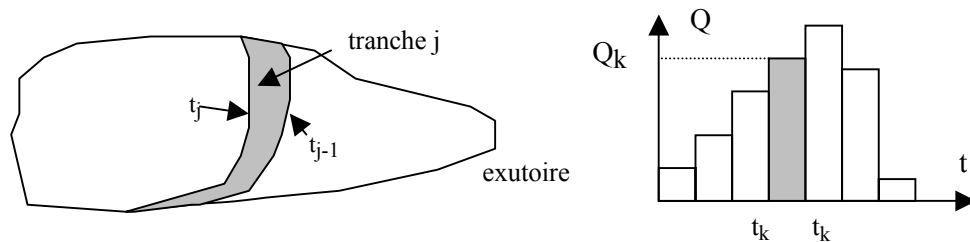


figure49: Méthode des courbes isochrones

8.3.6.4.2 Méthode de l'hydrogramme unitaire

Il s'agit d'une méthode totalement empirique proposée initialement par Sherman en 1932. Elle est également fondée sur l'hypothèse de la linéarité de la transformation pluie-débit. On applique au bassin versant étudié des averses unitaires, c'est-à-dire des pluies d'une durée d_p inférieure au temps de concentration t_c du bassin. On prend généralement d_p comprise entre 1/5 et 1/3 de t_c .

L'averse unitaire est choisie de telle sorte qu'elle engendre un volume ruisselé considéré comme volume unitaire, par exemple 1 mm d'eau sur toute la surface du bassin : figure 50 :Averse unitaire et hydrogramme unitaire associé (extrait de Réménieras, 1972)

En appliquant l'hypothèse de linéarité, il est facile de calculer les débits engendrés par différentes averses :

- une averse plus longue que l'averse unitaire est considérée comme une succession d'averses unitaires, dont les débits, décalés dans le temps, s'ajoutent ;

une averse d'intensité différente de celle de l'averse unitaire engendre un hydrogramme dont le rapport à l'hydrogramme unitaire est identique à celui des intensités des pluies (figure 51).

L'hydrogramme unitaire est établi à partir d'observations. On sélectionne les hydrogrammes réels générés par des pluies représentant le mieux l'averse unitaire théorique. On peut alors établir l'hydrogramme unitaire du bassin versant étudié. A défaut de données d'observation, il existe des techniques de constructions d'hydrogrammes unitaires synthétiques, mais dont les résultats restent assez approximatifs.

On trouvera dans [Réménieras \(1972\)](#) une présentation détaillée de la méthode et de sa mise en œuvre. Certains modèles ont été établis sur le principe de l'hydrogramme unitaire et appliqués à des réseaux d'assainissement séparatifs, on peut citer les modèles HYSTEM ([Harms & Verworm, 1984](#) et [Debevoise, 1988](#)). Cette méthode est cependant très difficile à utiliser sur des bassins versants urbains dont le comportement évolue très vite en fonction de l'évolution de la ville et du réseau.

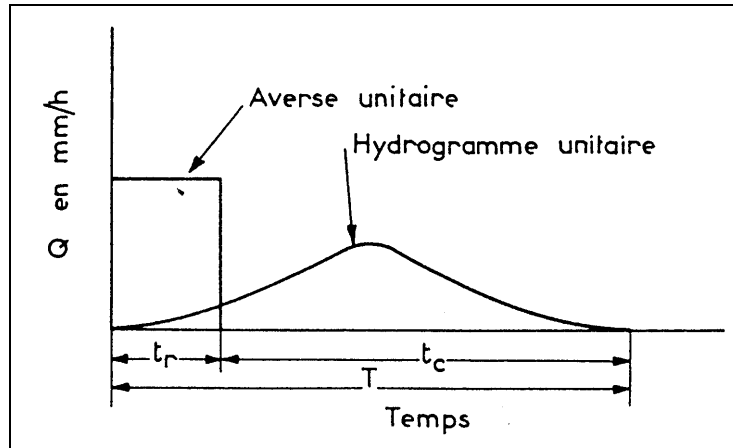


figure50: Averse unitaire et hydrogramme unitaire associé (extrait de [Réméniéras, 1972](#))

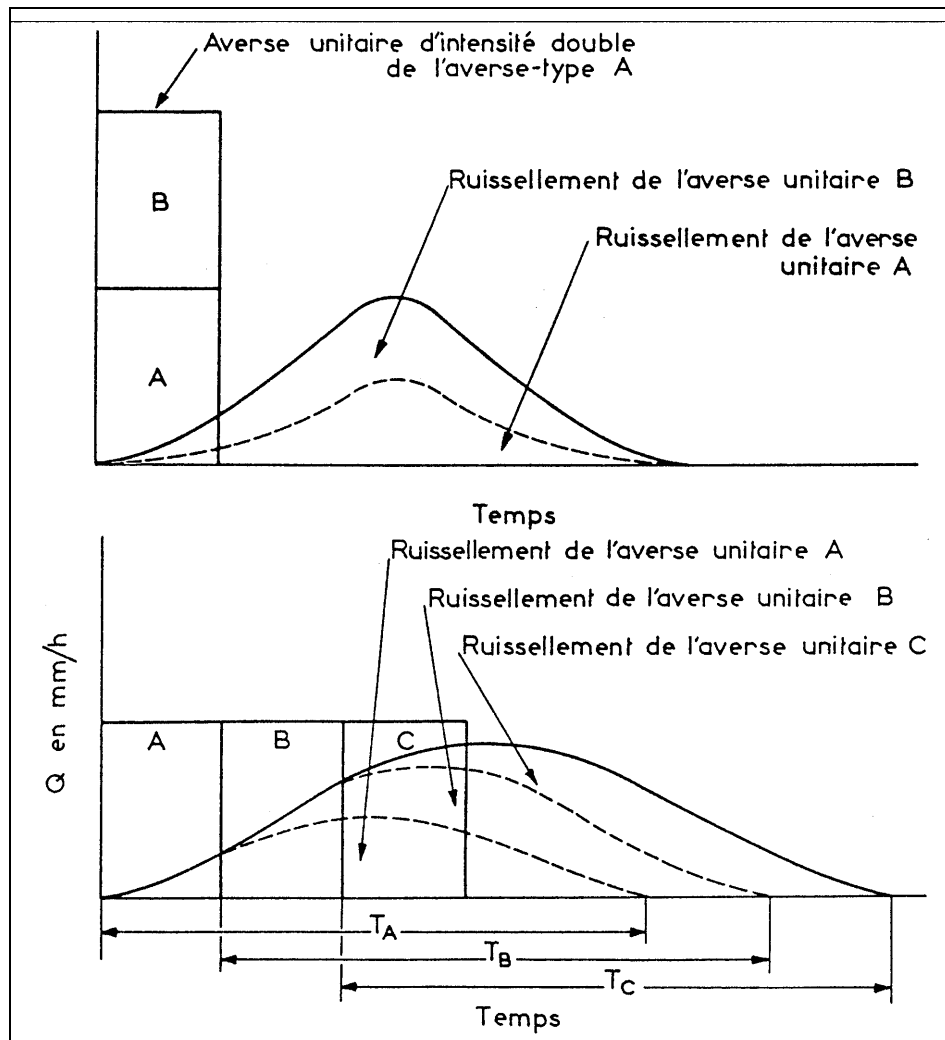


figure51: Hydrogrammes liés à des averse non unitaires (extrait de [Réméniéras, 1972](#))

8.3.6.4.3 Les modèles de type réservoir

Les modèles à réservoir sont issus de la dynamique des systèmes. Le bassin versant (incluant généralement les tronçons de la partie amont du réseau) est considéré de manière globale comme un système réalisant la transformation pluie-débit.

Contrairement aux méthodes précédentes qui raisonnent uniquement sur des temps de parcours, cette approche permet de tenir compte de l'effet de stockage du bassin ; en revanche elle suppose que les transferts dans le bassin sont instantanés.

Son principe consiste à représenter schématiquement le bassin versant sous la forme d'un réservoir (voir figure 52), caractérisé par une équation de vidange fonction de la nature du ou des orifices :

$$Q_s(t) = f(H(t)) \quad \text{équation 86}$$

et par une fonction du stockage fonction de la forme du réservoir :

$$V_s(t) = g(H(t)) \quad \text{équation 87}$$

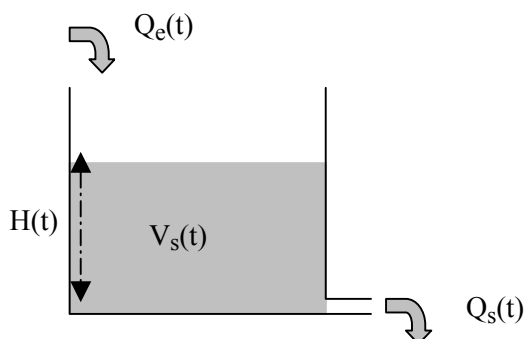


figure52: Schématisation d'un modèle réservoir

De très nombreux modèles ont été proposés : orifices de nature diverse, réservoirs avec plusieurs sorties (éventuellement à des niveaux différents), combinaisons de réservoirs en série ou/et en parallèle, etc.. [Roche](#) (1971) présente une synthèse assez générale de ces différents modèles (Stanford, Girard, Ayers, Cormary, etc.).

Ces modèles à réservoir présentent un double intérêt :

- une image graphique qui favorise la représentation et la conceptualisation des phénomènes ;
- une formulation mathématique simple.

Un modèle à réservoir peut être caractérisé par le système d'équations suivant :

- l'équation de continuité, traduisant la conservation de la matière :

$$\frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad \text{équation 88}$$

- une équation de stockage, obtenue en éliminant la variable $H(t)$ dans l'équation 86 et l'équation 87

$$V_s(t) = f(Q_e(t), Q_s(t)) \quad \text{équation 89}$$

avec :

- $V_s(t)$: volume stocké à l'instant t (m^3),
- $Q_e(t)$: débit entrant (m^3/s),
- $Q_s(t)$: débit sortant (débit à l'exutoire) (m^3/s).

8.3.6.4.3.1 *Modèle du réservoir linéaire*

Le modèle le plus simple, qui est aussi le plus utilisé, est le modèle du réservoir linéaire. Il est caractérisé par une relation linéaire entre le volume stocké et le débit sortant :

$$V_s(t) = KQ_s(t) \tag{équation 90}$$

L'équation 89 et l'équation 90 peuvent être regroupées en une seule équation différentielle :

$$K \frac{dQ_s}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \tag{équation 91}$$

Cette équation peut être résolue sans difficulté :

$$Q_s(t) = \frac{1}{K} \int_0^t Q_e(\tau) \cdot e^{-\frac{t-\tau}{K}} \cdot d\tau + Q_s(0) \tag{équation 92}$$

$Q_s(0)$ étant le débit initial à $t = 0$, résultant par exemple d'un événement pluvieux précédent.

On utilise souvent la fonction $h(t)$, définie par :

$$h(t) = \frac{1}{K} e^{-t/K} \tag{équation 93}$$

Cette fonction représente l'hydrogramme unitaire instantané, c'est à dire la réponse du modèle à une impulsion unitaire infiniment courte (distribution de Dirac). L'allure générale de cette fonction est fournie par la figure 53

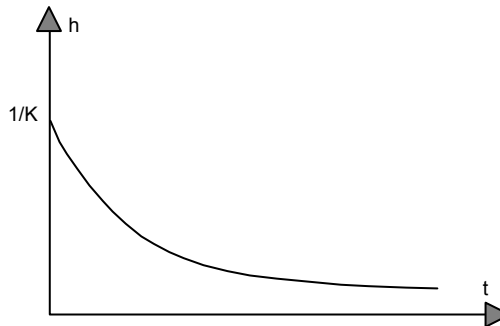


figure53: *Hydrogramme unitaire instantané du modèle du réservoir linéaire.*

Le maximum de la fonction h , égal à $1 / K$, se produit au temps $t = 0$; il est d'autant plus fort que K est petit. La transmission du signal est instantanée (la sortie commence en même temps que l'entrée), et elle est maximum au temps $t = 0$. On peut donc s'attendre à ce que le modèle réponde plus rapidement que la réalité dans le cas de bassins versants de grande taille ou très allongés. On remarquera que h tend vers zéro lorsque t tend vers l'infini. Selon le sens classique de la théorie de l'hydrogramme unitaire, le temps de base de cet hydrogramme est donc infini. Le paramètre temporel K correspond au décalage dans le temps entre les centres de gravité de $Q_e(t)$ et de $Q_s(t)$. La remarque précédente montre qu'il ne doit pas être confondu avec le temps de concentration du bassin versant. De façon générale, le modèle du réservoir linéaire agit comme un filtre "passe-bas", amortissant les hautes fréquences du signal d'entrée (voir la figure 54).

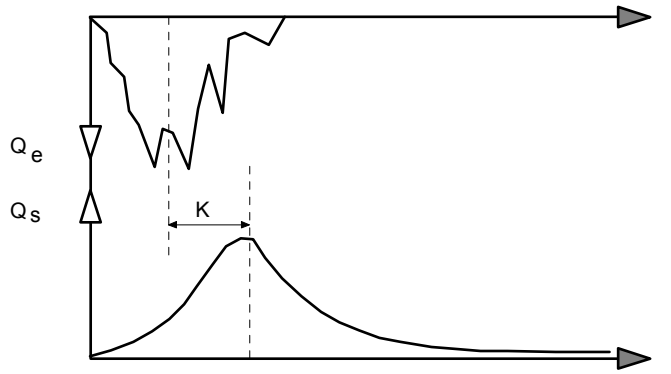


figure54: Représentation de l'amortissement et du décalage temporel entre l'entrée et la sortie.

L'amortissement et le décalage sont donc tous les deux fonction du même paramètre. Plus K augmente, plus le décalage temporel entre l'entrée et la sortie augmente et plus l'amortissement est important.

8.3.6.4.3.1.1 Interprétation du modèle

Le modèle du réservoir linéaire doit être vu comme un générateur de signaux numériques approximativement comparables aux signaux observés. Malgré tout, il est possible de montrer que l'hydrogramme instantané donné par l'équation 93 peut être déduit d'un processus mécaniste de translation simple, se produisant à vitesse constante (hypothèses du modèle des courbes isochrones), sur un bassin versant dont les surfaces contributives diminueraient exponentiellement en fonction de la distance. Un tel bassin versant doit avoir une forme très particulière, telle que la largeur $L(x)$ d'une bande isochrone puisse se calculer en fonction de la distance x à l'exutoire par une relation de la forme :

$$L(x) = \frac{1}{K} e^{-x/K} \quad \text{équation 94}$$

La figure 55 illustre l'allure de la fonction $L(x)$, et donne une idée de la forme théorique d'un tel bassin versant.

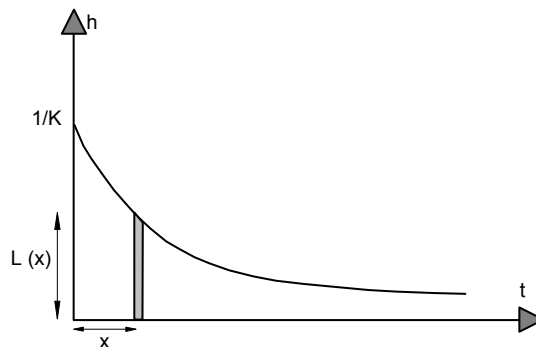


figure55: Représentation de la fonction $L(x)$.

Bien que la forme d'un tel bassin paraisse a priori improbable, de même d'ailleurs que l'hypothèse d'une vitesse d'écoulement constante, cette image ne semble cependant pas totalement dénuée de fondement si l'on analyse la structure spatiale des réseaux d'assainissement (Voir par exemple les travaux de [Thibault \(1987\)](#)). En tout état de cause, cette approche mécaniste ne peut que renforcer la crédibilité du modèle en permettant de supposer qu'il y a, peut-être, une justification logique à l'adéquation des réponses fournies par ce modèle.

8.3.6.4.3.1.2 Mise en œuvre pratique : discrétisation

La fonction $Q_e(t)$ n'est généralement pas connue sous une forme analytique ; elle doit donc être approchée par une fonction simple pour permettre l'intégration du modèle. La démarche la plus courante consiste à la représenter par une fonction en escalier, discrétisée sur un pas de temps constant. La figure suivante présente une telle décomposition.

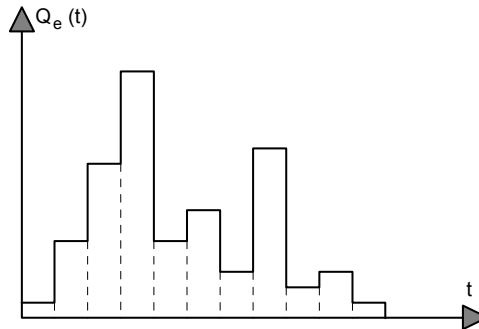


figure56: Discrétisation du débit à l'entrée.

Sur le plan analytique, la fonction $Q_e(t)$ peut alors être écrite comme une succession de n segments horizontaux de droites :

$$\begin{aligned}
 Q_e(t) &= Q_{e1} && \text{si } 0 \leq t < \Delta t \\
 Q_e(t) &= Q_{e2} && \text{si } \Delta t \leq t < 2.\Delta t \\
 &\dots && \\
 Q_e(t) &= Q_{ei} && \text{si } (i - 1).\Delta t \leq t < i.\Delta t \\
 &\dots && \\
 Q_e(t) &= Q_{en} && \text{si } (n - 1).\Delta t \leq t < n.\Delta t
 \end{aligned}$$

Il est alors facile d'intégrer $Q_s(t)$ de façon à obtenir la forme générale :

$$Q_s(t) = \sum_1^n Q_{ei} \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{K}} \right) + Q_s(0) \tag{équation 95}$$

En posant $Q_{si} = Q_s(i.\Delta t)$, on obtient ainsi une formule de récurrence facile à utiliser :

$$Q_{si} = e^{-\frac{\Delta t}{K}} . Q_{si-1} + \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{K}} \right) . Q_{ei} \tag{équation 96}$$

8.3.6.4.3.1.3 Identification et ajustement du paramètre

De très nombreuses relations ont été proposées pour prédéterminer le paramètre K sur des bassins versants non jaugés (c'est à dire sur lesquels on ne dispose pas de mesures). Ces tentatives concernèrent tout d'abord, dans les années 1950, les bassins versants naturels ou ruraux ([Johnstone & Cross](#), 1949), ([Eaton](#), 1954), ([O'Kelly](#), 1955), ([Dooge](#), 1955). Puis, dans les années 1970-1980 les chercheurs s'intéressèrent aux bassins versants urbains ([Rao & Delleur](#), 1972), ([Desbordes](#), 1972), ([Kidd](#), 1978). On peut par exemple se reporter à [Linsley et al.](#) (1975) qui recensent de nombreuses formules. En France, on utilise généralement différents ajustements proposés par [Desbordes](#) (1974) [Desbordes & Raous](#) (1976), dont on trouvera une synthèse dans [Desbordes](#) (1987). Ces ajustements sont de la forme générale :

$$K = f(A, IMP, I, L, D_p, H_p) \quad \text{équation 97}$$

Par exemple :

$$K = 5,93.A^{0,441} \quad \text{équation 98}$$

$$K = 0.494.A^{-0.0076} .IMP^{-0.512} .I^{-0.401} .L_c^{0.608} \quad \text{équation 99}$$

$$K = 3,55.A^{0,27} .(1 + IMP)^{-1,9} .I^{-0,36} .L^{0,15} .D_p^{0,21} .H_p^{-0,07} \quad \text{équation 100}$$

avec :

- A : surface du bassin versant (hectares) ;
- D_p : durée de la période de "pluie critique" du bassin (de l'ordre de grandeur du temps de réponse du bassin) (mn) ;
- H_p : hauteur de pluie pendant cette durée (mm) ;
- I : pente du plus long parcours (%) ;
- IMP : coefficient d'imperméabilisation (%) ;
- L : longueur du plus long parcours de l'eau (collecteur principal) (mètres).

Dans ces relations apparaît la variable IMP, coefficient d'imperméabilisation des bassins versants urbanisés. Cette variable ne doit pas être assimilée à la fonction de production réduite à un simple coefficient de ruissellement. Dans cette équation, IMP est un paramètre d'urbanisation, traduisant globalement l'importance des surfaces imperméables, et la densité de drainage, et donc les conditions de transfert des écoulements à l'exutoire.

8.3.6.4.3.2 Extensions possibles du modèle

8.3.6.4.3.2.1 Cascades de réservoirs

Les modèles de ce type ont été développés dès la fin des années 60 en hydrologie des espaces naturels et ruraux et en particulier par [Nash](#) (1958), [Dooge](#) (1973), [Kidd](#) (1978), [Desbordes](#) (1987), [Bielawski](#) (1984), [Johnston et al.](#) (1984), [Figlus](#) (1986). Ils sont constitués par des ensembles de réservoirs linéaires en parallèle ou (et) en série.

Les "cascades", ensembles de réservoirs en série, se déversant les uns dans les autres, sont les plus employés. Pour n réservoirs de même paramètre K, l'hydrogramme unitaire instantané répond à :

$$h(t) = \frac{1}{K} \left(\frac{t}{K} \right)^{n-1} \left(\frac{1}{\Gamma(n)} \right) e^{-\frac{t}{K}} \quad \text{équation 101}$$

Dans cette relation, $\Gamma(n)$ représente la fonction gamma (pour $n > 0$). Sous cette forme le modèle comprend 2 paramètres K et n. Certains chercheurs ont également testé des cascades de modèles constitués par des réservoirs linéaires de paramètres K différents.

D'une manière générale, dans le cas de bassins versants urbains, une cascade de n réservoirs identiques en série donne des résultats sensiblement meilleurs qu'un réservoir linéaire unique, notamment en ce qui concerne les décalages des hydrogrammes "observés" et "calculés". Cependant les valeurs ajustées des paramètres K et n sont fortement corrélées et cette interdépendance des paramètres K et n, de même que la valeur de n souvent voisine de 1, incitent à penser que l'amélioration relative des performances est davantage à mettre sur le compte de

l'introduction d'un paramètre supplémentaire de calage que sur celui d'une meilleure adéquation de la modélisation. Ce modèle est cependant intéressant dans le cas de bassins versants peu urbanisés, ou peu équipés en réseaux d'assainissement, car il retarde davantage la sortie pour un même amortissement.

8.3.6.4.3.2 Association du modèle à réservoir linéaire avec une fonction de décalage temporel

L'un des inconvénients principaux du modèle est le fait que sa formulation implique une transmission instantanée de l'onde. Pour pallier cet inconvénient, il était donc logique que l'on pense très vite à compléter le modèle par une extension visant à introduire un effet de décalage dans le temps ; ce fut fait par [Meyer](#) (1941).

Si on appelle T le temps de décalage, l'équation de stockage devient :

$$V_s(t) = K.Q_s(t) \quad \text{équation 102}$$

et l'hydrogramme unitaire instantané s'exprime sous la forme :

$$\text{si } t < T \quad h(t) = 0 \quad \text{équation 103}$$

$$\text{si } t \geq T \quad h(t) = \frac{1}{K} e^{-t/K} \quad \text{équation 104}$$

Les autres extensions possibles du modèle du réservoir linéaire (modèles spatialement distribués, modèles non stationnaires ou non linéaires, etc.) sont d'un emploi difficile et leur utilisation n'est généralement pas justifié en hydrologie urbaine.

8.3.6.4.3.3 Conclusion générale sur le modèle

En conclusion, le modèle du réservoir linéaire, sous sa forme la plus simple, apparaît relativement bien adapté à des situations assez variables allant de petits bassins versants fortement urbanisés à des bassins versants de plusieurs centaines d'hectares. La surprenante aptitude d'un modèle linéaire très simple à représenter des phénomènes complexes et fortement non linéaires semble avoir des origines multiples.

- On peut par exemple avancer que la combinaison de transformations élémentaires non linéaires, spatialement distribuées, et isolées par des singularités, peut conduire à une transformation globale approximativement linéaire. Dans ce cas, le modèle pourrait être alors physiquement adéquat du moins dans certaines conditions.
- On peut aussi penser que les bonnes performances du modèle peuvent être dues à la complexité même des systèmes urbains de collecte et d'évacuation des eaux pluviales. Les contraintes urbanistiques, techniques, financières, voire administratives, dans la réalisation des réseaux semblent en effet conduire à une certaine régularité de la géométrie des surfaces urbaines et des réseaux de collecte ([Thibault](#), 1987).

En tout état de cause, l'utilisation de ce modèle pour simuler des bassins versants urbanisés, équipés de réseaux d'assainissement relativement développés, et dont la surface est comprise entre quelques hectares et quelques centaines d'hectares, paraît totalement justifiée.

Enfin, la forme très simple de ce modèle autorise de nombreux développements analytiques. Une étude de sensibilité de ce modèle aux paramètres des signaux d'entrée a par exemple permis d'établir une méthode originale de définition de pluies de projet urbaines ([Desbordes & Raous](#), 1976), ([Desbordes & Raous](#), 1980). Voir le paragraphe 8.3.5.4.3.

8.3.6.5 Éléments d'aide au choix

Quelle que soit leur validité théorique, les différents modèles temporels de pertes ne peuvent être analysés qu'en liaison avec les modèles de ruissellement. Il n'existe en effet aucun procédé expérimental permettant de dissocier dans le temps ce qui s'écoule en surface et ce qui est perdu. Les seules grandeurs accessibles à la mesure sont l'intensité de pluie brute (ou le débit précipité) et le débit à l'exutoire. Il n'est donc possible de vérifier que le rapport entre le volume total ruisselé et le volume total précipité.

La seule qualité objective d'une modélisation des pertes est donc de bien représenter ce rapport. Dans ce sens, on a donc intérêt à privilégier les modèles les plus simples, qui seront souvent les plus robustes et les plus faciles à caler.

L'aptitude à représenter la forme de l'hydrogramme à l'exutoire en fonction de la forme du hétérogramme précipité sur le bassin versant sera mesurée sur le couple modèle de pertes - modèle de ruissellement (ou fonction de production - fonction de transfert).

Concernant les fonctions de transfert, la plupart des chercheurs ([O'Loughin et al.](#), 1996) s'accordent actuellement sur le fait que les modèles à réservoirs constituent probablement le meilleur compromis entre pertinence, robustesse et facilité d'utilisation.

En définitive, il est possible de proposer les choix suivants en fonction du type de bassin versant étudié et de la pluie considérée.

Bassin versant	Modèle de pertes	Modèle de ruissellement
Bassin versant urbain, équipé d'un réseau d'assainissement fonctionnant normalement, soumis à une pluie moyenne ou forte (de 20 mm à 100 mm en quelques heures).	Type 1. Coefficient de ruissellement constant égal au coefficient d'imperméabilisation.	Modèle du réservoir linéaire. Ajustement de Desbordes pour les paramètres du modèle.
Bassin versant urbain, équipé d'un réseau d'assainissement fonctionnant normalement, soumis à une pluie faible à moyenne (de 2 mm à 20 mm en quelques heures).	Type 2 ou Type 3. Pertes initiales correspondant au stockage dans les dépressions du sol.	Modèle du réservoir linéaire. Ajustement de Desbordes pour les paramètres du modèle.
Bassin versant peu urbanisé soumis à une pluie faible à forte (de 5 mm à 100 mm en quelques heures).	Type 4. Pertes initiales correspondant au stockage dans les dépressions du sol et à l'interception par la végétation. Pertes continues correspondant à l'infiltration dans les sols perméables (par exemple modèle de Horton)	Modèle de Nash. Cascade de réservoirs linéaires.
Bassin versant quelconque soumis à une pluie exceptionnelle (supérieure à 100 mm en quelques heures).	Type 3. Pertes initiales évaluées par l'une des méthodes précédentes en fonction du type de bassin versant. Pertes continues évaluées par un coefficient de ruissellement compris entre 0,5 et 1 selon la topographie et la nature des terrains.	Modèle du réservoir linéaire. Ajustement de Desbordes pour les paramètres du modèle. nota : dans ce cas le choix de ce modèle a peu d'importance sur le résultat, les incertitudes sur la pluie et la fonction de production sont beaucoup plus importantes.

Tableau 51.: Aide au choix d'un modèle en fonction de la nature du bassin versant et du type d'événement pluvieux.

En tout état de cause, il est important de se souvenir que pour les bassins versants peu urbanisés, et en l'absence de mesures locales de bonne qualité, les résultats seront toujours entachés d'une erreur très importante.

8.3.7 Modélisation du fonctionnement hydraulique des réseaux

8.3.7.1 Principes

Pour modéliser la propagation des écoulements en réseau d'assainissement, on distingue classiquement deux grandes familles de modèles :

- les modèles issus de la mécanique des fluides et de l'hydraulique, appelés modèles hydrodynamiques, dérivés du modèle complet de Barré de Saint-Venant (1871) ;

- les modèles issus de la dynamique des systèmes, appelés souvent modèles globaux ou conceptuels, du type Muskingum ou réservoir linéaire par exemple.

Deux aspects importants doivent être pris en compte pour la modélisation des écoulements en réseau d'assainissement :

- la complexité des réseaux, due en particulier à la présence de nombreux ouvrages spéciaux et singularités hydrauliques, dont la modélisation nécessite des modèles spécifiques ainsi que l'application de conditions aux limites spécifiques permettant de les coupler aux modèles de propagation en collecteur ;
- la complexité des écoulements, notamment les influences aval, les maillages du réseau, et surtout les changements de régime d'écoulement (transitions fluvial - torrentiel, surface libre - charge) qui créent des problèmes très particuliers de compatibilité entre modèles d'écoulement.

Dans ce chapitre, nous traiterons successivement :

- les modèles hydrodynamiques de propagation des écoulements à surface libre en collecteur ;
- les modèles conceptuels ;
- la prise en compte des mises en charge.
- la modélisation des ouvrages spéciaux, notamment les déversoirs d'orage, est traitée dans un autre chapitre.

8.3.7.2 Les modèles hydrodynamiques

8.3.7.2.1 Le système de Barré de Saint-Venant

On considère un fluide incompressible. En supposant que :

- l'écoulement est monodimensionnel selon un axe Ox ,
- la pente du fond est faible ($\alpha \approx \sin \alpha \approx \text{tg } \alpha$),

on peut écrire le système d'équations SI établi pour la première fois par Barré de Saint-Venant en 1871. Ce système est constitué de deux équations :

l'équation de continuité :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \text{équation 105}$$

l'équation dynamique (ou de conservation de l'énergie ou de la quantité de mouvement) :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) + (\varepsilon - 1)q \frac{U}{S} \quad \text{équation 106}$$

avec :

- h : hauteur d'eau (m),
- I : pente (m/m),
- J : perte de charge (m/m),
- q : débit latéral éventuel entrant ($\varepsilon = 0$) ou sortant ($\varepsilon = 1$) (m^3/s),
- Q : débit (m^3/s),
- S : section mouillée (m^2),
- t : temps (s),
- U : vitesse moyenne de l'écoulement sur la section S (m/s),
- x : abscisse (m).

S, Q, U et h sont des fonctions continues des deux variables x et t. Avec la perte de charge J, cela conduit à un système comportant 5 inconnues dès lors que les caractéristiques physiques du tronçon sont définies.

Pour résoudre le système d'équations, trois hypothèses complémentaires doivent être faites.

- Les pertes de charges en régime transitoire peuvent être calculées de la même manière que pour les écoulements permanents.
- La distribution des pressions est hydrostatique et l'accélération verticale est négligeable.
- On sait relier par une expression numérique la section mouillée S à la hauteur h, ce qui permet d'exprimer le débit en fonction de la section mouillée S et de la vitesse moyenne U.

$$Q = S \cdot U \quad \text{équation 107}$$

Concernant le calcul des pertes de charge linéaires, différentes formules existent dans la littérature (voir manuels classiques d'hydraulique à surface libre), dont la forme générale est la suivante :

$$J = \frac{U^2}{C_h^2 R_h} \quad \text{équation 108}$$

avec C_h coefficient de Chézy ($m^{1/2}/s$) et R_h rayon hydraulique (m). C_h peut par exemple être calculé par la formule de Bazin :

$$C_h = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad \text{équation 109}$$

avec γ coefficient de Bazin ($m^{1/2}$) qui dépend du matériau ; ou par la formule de Manning-Strickler :

$$C_h = K_{ms} R_h^{1/6} \quad \text{équation 110}$$

avec K_{ms} coefficient de Manning-Strickler ($m^{1/3}/s$).

En assainissement, cette dernière formule est la plus communément utilisée. Le coefficient K_{ms} varie entre 25 pour les tuyaux rugueux (briques, maçonneries, etc.) et 100 pour les tuyaux les plus lisses (PVC). Une valeur moyenne typique pour les collecteurs en béton est $K_{ms} = 70 m^{1/3}/s$.

On obtient alors le système complet de 5 équations à résoudre :

$$S = f(h) \quad \text{équation 111}$$

$$Q = SU \quad \text{équation 112}$$

$$J = f(Q, U, h, \dots) \quad \text{équation 113}$$

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \text{équation 114}$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) + (\epsilon - 1)q \frac{U}{S} \quad \text{équation 115}$$

Il faut également définir des conditions aux limites amont et aval du bief et des conditions initiales pour $t = 0$.

Ce modèle est le plus complet et le plus général. Il est applicable sur un bief régulier, c'est à dire un tronçon de caractéristiques homogènes.

Ce système d'équations ne possède pas de solution analytique connue. Il faut donc le résoudre numériquement. Pour cela, trois grandes familles de méthodes numériques sont utilisables :

- résolution par la méthode des caractéristiques (très rarement utilisée en hydrologie urbaine) ;
- résolution par éléments ou volumes finis (très peu utilisée) ;
- résolution par des schémas de différences finies (la plus utilisée).

Ces différentes méthodes de résolution du système de Barré de Saint-Venant ne seront pas décrites dans ce document.

8.3.7.2.2 Simplifications possibles du modèle de Barré de Saint-Venant

Il existe différentes simplifications possibles des équations du système de Barré de Saint-Venant. Pour les présenter et afin d'alléger les écritures, nous considérerons qu'il n'y a pas d'apport latéral, c'est à dire $q = 0$.

L'équation de continuité (équation 105) n'est pas simplifiable et devient :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{équation 116}$$

L'équation dynamique (équation 106) comprend plusieurs termes, numérotés ici de (1) à (5) :

$$\begin{array}{cccccc} \frac{\partial U}{\partial t} & + & U \frac{\partial U}{\partial x} & + & g \frac{\partial h}{\partial x} & = & g(I - J) \\ (1) & & (2) & & (3) & & (4) \quad (5) \end{array} \quad \text{équation 117}$$

Ils correspondent respectivement à :

- (1) Premier terme d'inertie,
- (2) Deuxième terme d'inertie (accélération convective),
- (3) Terme de pression, lié à la pente de la surface libre,
- (4) Terme de gravité,
- (5) Terme de frottement, lié aux pertes de charge.

Selon les ordres de grandeur relatifs des différents termes, des simplifications de l'équation 117 sont possibles. En effet, il est rare que tous les termes aient le même ordre de grandeur, en fonction des caractéristiques géométriques et des conditions aux limites. Différentes études théoriques et expérimentales portant sur la propagation d'une crue ont permis de montrer que le terme d'inertie (1) est lié au temps, donc à la vitesse de montée de la crue et que le terme d'accélération convective (2) est lié à la géométrie des conduites. Par exemple, pour les crues en rivières, on a observé que (1) et (2) étaient négligeables devant les autres termes de l'équation. Les termes (4) et (5) de pente et de frottement sont en général du même ordre de grandeur. Il est possible de procéder alors à des simplifications, selon les ordres de grandeur respectifs des différents termes.

Modèles à inertie prépondérante et frottements négligeables : les termes (4) et (5) sont négligés, d'où :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad \text{équation 118}$$

Le modèle donné par l'équation 118 est appelé modèle de l'onde dynamique. En pratique, il correspond à des ondes de haute fréquence (impulsions brèves et rapprochées) qui ne sont pas des situations fréquentes en hydrologie urbaine où ce modèle est très peu employé.

Modèles à frottements prépondérants et inertie négligeable : les termes (1) et (2) sont négligés. Dans ce cas, on obtient le modèle de l'onde diffusante :

$$g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) \quad \text{équation 119}$$

Ce modèle convient très bien à la plupart des situations courantes rencontrées dans les systèmes d'assainissement. Il présente l'intérêt d'être plus stable que le modèle précédent.

Si, de plus, le terme (3) est négligé, on obtient le modèle de l'onde cinématique :

$$g(I - J) = 0 \quad \Leftrightarrow \quad I = J \quad \text{équation 120}$$

Ce modèle donne également des résultats satisfaisants pour simuler la propagation des ondes de crue dans les situations les plus usuelles ; il ne permet cependant pas de représenter correctement l'évolution associée des hauteurs d'eau et des vitesses (l'écoulement est représenté par une succession d'écoulements uniformes, et la ligne d'eau est toujours parallèle au fond). Il ne s'agit donc pas vraiment d'un modèle hydraulique au vrai sens du terme.

L'une des difficultés principales d'application de ces modèles réside dans le fait que, selon le régime d'écoulement (fluvial ou torrentiel), les conditions aux limites à appliquer sont différentes.

Considérons la vitesse de déplacement réelle du fluide, U , et la vitesse de déplacement de l'onde de crue (on parle plutôt de célérité de l'onde car il n'y a pas nécessairement transfert de matière, comme dans le cas de la houle), C .

Ces deux grandeurs permettent de définir le nombre de Froude Fr par la relation :

$$Fr = \frac{U}{C} \quad \text{équation 121}$$

Si $Fr < 1$, l'écoulement est dit fluvial (ou infracritique), les ondes se déplacent plus vite que le fluide. Une perturbation en un point particulier se propage à la fois vers l'amont ou vers l'aval. Il faut donc, pour résoudre les équations, poser des conditions aux limites à l'amont et à l'aval.

Si $Fr > 1$, l'écoulement est dit torrentiel (ou supercritique), les ondes se déplacent moins vite que le fluide et les perturbations ne peuvent se propager que vers l'aval. Pour résoudre les équations, toutes les conditions doivent donc être connues à la limite amont.

Un changement de régime d'écoulement impose donc en théorie de changer le mode de résolution des équations. En pratique, la plupart des logiciels utilisent des artifices de calcul et traitent systématiquement l'écoulement comme si le régime était de nature fluviale.

8.3.7.2.3 Modèle de l'onde diffusante

Dans le cas du modèle de l'onde de crue diffusante, le système initial de Barré de Saint-Venant se ramène aux deux équations suivantes :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{équation 122}$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} = I - J \quad \text{équation 123}$$

En combinant ces deux équations, on peut éliminer l'une des deux variables h ou Q. Si on choisit d'éliminer h, ce qui permet souvent de simplifier l'expression des conditions aux limites, il reste une équation unique en Q qui s'écrit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad \text{équation 124}$$

avec :

C : célérité de l'onde, correspondant au déplacement de l'onde de crue (m/s),
 D : coefficient de diffusion, correspondant à l'atténuation de l'onde de crue (m²/s).

La résolution de l'équation 124 nécessite de calculer C et D. Ces variables sont données par les relations suivantes :

$$C = \frac{dQ}{dS} + \frac{B}{D} \left(\frac{\partial B}{\partial x} - J \frac{\partial B}{\partial y} \right) \quad \text{équation 125}$$

$$D = \frac{Q}{2BJ} \approx \frac{Q}{2BI} \quad \text{équation 126}$$

avec B la largeur au miroir (m), fonction de la hauteur d'eau h :

$$B = \frac{\partial S}{\partial h} \quad \text{équation 127}$$

On simplifie souvent les calculs en supposant que C et D sont indépendants du temps. Il existe alors une solution analytique à l'équation de l'onde diffusante : c'est le modèle d'Hayami.

[Cunge](#) (1969) a montré que l'onde de crue diffusante est analogue à une résolution particulière du modèle Muskingum (voir paragraphe 8.3.7.3). En effet, avec un schéma particulier de différences finies, le modèle Muskingum peut être considéré comme une approximation à l'ordre 2 du modèle de l'onde diffusante. Cette démonstration est très intéressante car elle permet de relier l'approche hydrodynamique mécaniste et l'approche conceptuelle.

8.3.7.2.4 Modèle de l'onde cinématique

L'équation de l'onde cinématique correspond à un écoulement où :

- l'énergie due à la crue est négligeable devant les forces de pesanteur ;
- l'aval n'a aucune influence sur l'amont ;
- il existe une relation univoque de la forme $Q = f(h)$.

Le système d'équations à résoudre devient alors :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{équation 128}$$

$$I = J \quad \text{équation 129}$$

Ces équations peuvent être combinées pour obtenir une seule équation :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{équation 130}$$

C étant la célérité de l'onde. Si C ne dépend pas du débit Q (donc du temps), on

$$Q_s(t + T_0) = Q_e(t) \quad \text{équation 131}$$

retrouve l'équation de la translation simple et sans déformation de l'onde de crue :
avec :

Q_s : le débit de sortie du bief (m^3/s),

Q_e : le débit d'entrée du bief (m^3/s),

T_0 : le temps de translation (time-offset) de l'onde le long du bief (s).

Si C dépend du débit, il y a alors déformation de l'onde de crue.

8.3.7.3 Les modèles conceptuels

Face à la lourdeur des modèles dérivés de l'hydrodynamique, de nombreux auteurs ont développé des modèles plus simples, généralement dérivés de la dynamique des systèmes, et adaptés aux phénomènes concernant l'hydrologie urbaine. Les modèles de ce type n'ont pas pour objectif de décrire le détail des phénomènes physiques en jeu, mais seulement de représenter au mieux les transformations subies par l'hydrogramme lorsqu'il traverse un tronçon particulier de collecteur (voir figure 57).

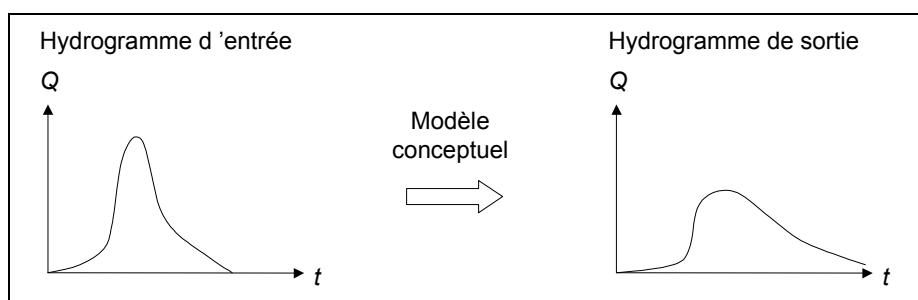


figure57: Principe de fonctionnement d'un modèle conceptuel

Les paragraphes suivants décrivent les modèles les plus utiles.

8.3.7.3.1 Modèle du time-offset

Ce modèle repose sur l'hypothèse suivante : l'hydrogramme se propage sans déformation à travers le bief ou le collecteur. Le transfert entre l'amont et l'aval du bief induit donc un simple décalage temporel. Cette approximation est relativement grossière et conduit à surestimer les débits de pointe en sortie de réseau car l'effet de laminage est totalement ignoré. Elle a cependant l'avantage de permettre des simulations de réseaux d'assainissement extrêmement rapides.

Sur le plan formel ce modèle peut être rapproché du modèle de l'onde cinématique dont il constitue une approximation (modèle à célérité constante, voir le paragraphe 8.3.7.2.4).

Sur le plan numérique, il suffit d'écrire qu'un hydrogramme entrant à l'instant t au point d'abscisse x se retrouve à l'identique au point d'abscisse $x + \Delta x$ à l'instant $t + T_0$, T_0 étant le décalage temporel ou time-offset. Le paramètre T_0 est le seul paramètre de ce modèle et il existe plusieurs techniques pour déterminer sa valeur :

- en procédant par ajustement expérimental ;
- en divisant le pas d'espace Δx par une vitesse d'écoulement moyenne qui peut être, entre autres :
 - la vitesse correspondant au débit maximum ;
 - la vitesse correspondant à la moyenne interquartile des débits ;

- la vitesse moyenne pondérée des différentes vitesses d'écoulement observées.

Les vitesses d'écoulement sont généralement calculées en faisant l'hypothèse que le régime est permanent et en appliquant la formule de Manning-Strickler. L'hydrogramme est discrétisé au pas de temps Δt . Sur chaque pas de temps $n.\Delta t$, on calcule la vitesse d'écoulement U_n et le débit Q_n . La vitesse moyenne pondérée \bar{U} s'écrit :

$$\bar{U} = \frac{\sum U^n Q^n}{\sum Q^n} \quad \text{équation 132}$$

La seule difficulté numérique liée à ce modèle est due au fait que T_0 n'est généralement pas un multiple entier de Δt . Il est donc nécessaire, soit de travailler avec un pas de temps variable selon le tronçon, soit de recomposer l'hydrogramme sur une base de temps unique (ce qui entraîne un amortissement numérique de l'hydrogramme).

8.3.7.3.2 Modèle Muskingum

Le modèle Muskingum est le prototype d'une famille de modèles formellement très proches des modèles à réservoir utilisés pour représenter la fonction transfert de la transformation pluie-débit et présentés au paragraphe 8.3.6.4.3. Il a été créé initialement par Mc Carthy en 1934 pour simuler les crues de la rivière Muskingum dans l'Ohio aux USA. Il repose sur l'équation de conservation (équation 133) et sur une équation de stockage reliant linéairement le volume stocké à une combinaison linéaire des débits entrants et sortants (équation 134).

$$\frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad \text{équation 133}$$

$$V_s = K(\alpha Q_e(t) + (1 - \alpha)Q_s(t)) \quad \text{équation 134}$$

avec :

- V_s : le volume stocké (m^3),
- Q_e : le débit entrant (m^3/s),
- Q_s : le débit sortant (m^3/s),
- K : paramètre du modèle Muskingum (s),
- α : paramètre de pondération (sans unité).

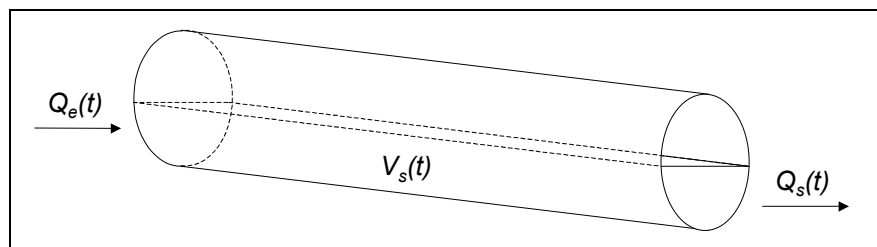


figure58: Principe du modèle Muskingum

Le paramètre K (appelé lag-time) représente le décalage temporel entre les barycentres des hydrogrammes d'entrée et de sortie (voir figure 59). C'est aussi,

théoriquement, le temps de transit d'une onde se propageant à la célérité C sur une distance Δx :

$$K = \frac{\Delta x}{C} \quad \text{équation 135}$$

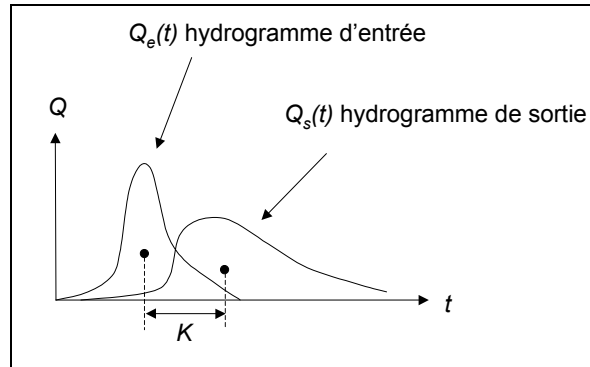


figure59: Signification physique du paramètre K du modèle Muskingum

La plupart des auteurs proposent de calculer une valeur approchée de la célérité C par une fonction de la vitesse U de l'eau en régime uniforme, ce qui correspond à une valeur proche du débit maximum Q_{\max} . [Semsar \(1995\)](#) a montré que la relation suivante donnait de très bons résultats (avec la vitesse U calculée pour 80 % du débit maximum) :

$$K = \frac{\Delta x}{0.8 U_{0.8} Q_{\max}} \quad \text{équation 136}$$

Le paramètre de pondération α quantifie les influences respectives des débits d'entrée et de sortie sur le volume stocké. D'un point de vue physique, on a bien évidemment :

$$\alpha \in [0, 1] \quad \text{équation 137}$$

Néanmoins, certains auteurs proposent de prendre, pour des raisons numériques :

$$\alpha \in [-0,5 - 0,5]. \quad \text{équation 138}$$

ou même :

$$\alpha \in [-\infty, 0,5]. \quad \text{équation 139}$$

Le cas $\alpha < 0$ n'a plus de signification physique mais il permet parfois de mieux représenter certains hydrogrammes particuliers.

En pratique, la plupart des valeurs utilisées restent comprises entre 0 et 0,5. Reynier (1978) préconise $\alpha = 0,2$ ce qui semble une valeur moyenne raisonnable.

On peut montrer que si on associe α au coefficient d'implication dans les schémas de résolution de l'onde cinématique par différences finies, le paramètre du modèle Muskingum peut être assimilé à la diffusion hydraulique réelle D dans l'équation de l'onde diffusante. On peut donc considérer, dans ces conditions, le modèle Muskingum comme une approximation à l'ordre 2 de l'onde diffusante (voir le paragraphe 8.3.7.2.3).

Le paramètre α est alors variable et peut être calculé par l'une des relations suivantes selon le schéma numérique utilisé :

relation proposée par Cunge (1969) :

$$\alpha = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q}{\text{BIC}\Delta x} \right) = \frac{1}{2} (1 - Cr) \quad \text{avec } 0 \leq \alpha \leq 0.5 \quad \text{équation 140}$$

relation proposée par Koussis (1978) :

$$\alpha = 1 - \frac{Co}{\text{Ln} \left(\frac{1 + Co + Cr}{1 - Co + Cr} \right)} \quad \text{équation 141}$$

Si $\alpha = 0$, on retrouve le modèle du réservoir linéaire simple.

Le système composé des deux équations de stockage et de conservation se résout soit par résolution directe, soit par discrétisation des équations par un schéma de différences finies. Dans tous les cas, on obtient une relation du type :

$$Q_s(t + \Delta t) = C1Q_e(t) + C2Q_e(t + \Delta t) + C3Q_s(t) \quad \text{équation 142}$$

avec $C1 + C2 + C3 = 1$.

Les principaux schémas courants de discrétisation et les coefficients C1, C2 et C3 correspondants sont données dans le tableau 52.

C1	C2	C3
$\frac{\alpha}{1 - \alpha} \exp\left(-\frac{\Delta t}{K(1 - \alpha)}\right)$	$1 - \frac{1}{1 - \alpha} \exp\left(-\frac{\Delta t}{K(1 - \alpha)}\right)$	$\exp\left(-\frac{\Delta t}{K(1 - \alpha)}\right)$
$\frac{2K\alpha + \Delta t}{2K(1 - \alpha) + \Delta t}$	$\frac{-2K\alpha + \Delta t}{2K(1 - \alpha) + \Delta t}$	$\frac{2K(1 - \alpha) - \Delta t}{2K(1 - \alpha) + \Delta t}$
$\frac{K\alpha}{K(1 - \alpha) + \Delta t}$	$\frac{-K\alpha + \Delta t}{K(1 - \alpha) + \Delta t}$	$\frac{K(1 - \alpha)}{K(1 - \alpha) + \Delta t}$

Tableau 52.: Schémas de discrétisation et coefficients Cj du modèle Muskingum

Ces différents modèles ont fait l'objet de très nombreuses études et comparaisons. Perumal (1989) a montré l'identité formelle des coefficients Cj des modèles discrétisés avec ceux du modèle de Koussis (1980) pour l'onde diffusante. Il a également mis en évidence les conditions nécessaires pour obtenir des résultats identiques avec les deux modèles. Des analyses semblables ont également été conduites par Kovacs (1988).

Utilisé avec prudence, notamment au niveau du pilotage de la diffusion numérique, le modèle de Muskingum donne généralement des résultats satisfaisants pour la simulation des réseaux d'assainissement lorsque les singularités hydrauliques et les influences aval sont minimales.

8.3.7.3.3 Modèles dérivés non linéaires

Plusieurs variantes du modèle Muskingum ont été proposées par divers auteurs. On peut par exemple supposer que le volume stocké varie comme une puissance non entière des débits (Gill, 1978) :

$$V_s(t) = K \left(\alpha Q_e(t)^m + (1 - \alpha) Q_s(t)^m \right) \quad \text{équation 143}$$

On peut également supposer que le paramètre K est une fonction du temps. [Chocat \(1978\)](#) présente par exemple un modèle, dit modèle de stock, dans lequel le volume stocké à l'instant t est calculé en fonction du débit d'entrée $Q_e(t)$ et de considérations simples sur le régime d'écoulement. Deux cas sont considérés : ligne d'eau parallèle au fond en régime torrentiel ou ligne d'eau horizontale dans le cas d'une influence aval. Sur le plan pratique, ceci revient à utiliser le modèle de l'onde de crue cinématique ou le modèle de l'onde de crue diffusante selon les conditions de l'écoulement.

La résolution de ce modèle par un schéma implicite de différences finies nécessite un calcul itératif à chaque pas de temps (le calcul des débits nécessite la connaissance des lignes d'eau et le calcul des lignes d'eau nécessite la connaissance des débits). Ce calcul itératif peut facilement être conduit par des méthodes de prédiction-corrrection. L'avantage principal de ce modèle est sa stabilité. Son inconvénient principal réside dans le fait qu'il néglige les effets dynamiques.

8.3.8 Production et transport des polluants

La modélisation de la production et du transport des polluants dans les systèmes hydrologiques urbains est, en 2002, beaucoup moins bien maîtrisée que celle de la production et du transfert des flux d'eau. La mise en œuvre de campagnes de mesures pour le calage et la validation des modèles est ici tout à fait indispensable. Le lecteur se reportera au paragraphe [8.3.10](#) pour avoir des indications sur les méthodes de calage.

8.3.8.1 Différentes méthodes utilisables

L'objectif consiste à évaluer les concentrations, flux et masses rejetés aux différents points de rejet, en supposant connues les valeurs des débits et grandeurs hydrauliques associées (hauteur et vitesse) en tous points du réseau. Pour atteindre cet objectif, plusieurs méthodes sont possibles, que l'on peut regrouper en quatre grandes familles :

a) Utilisation de concentrations moyennes.

Cette méthode consiste à prendre en compte une concentration constante, c'est à dire indépendante du temps ou de l'événement pluvieux (éventuellement déduite de mesures) aux principaux points de rejet. La masse totale rejetée est alors égale au volume total multiplié par la concentration moyenne.

b) Utilisation de concentrations événementielles.

Il s'agit d'utiliser, pour chaque point de rejet, des valeurs de concentrations constante pendant un événement, mais variables d'une pluie à une autre. La masse totale rejetée peut être calculée en multipliant le volume rejeté pour chaque pluie par la concentration correspondant à cette pluie.

c) Modélisation simplifiée des phénomènes de dépôt, reprise, transport, épuration.

On représente les différents phénomènes générateurs de pollution par des modèles de type boîte noire, ou plus ou moins grise.

d) Modélisation mécaniste fine des phénomènes de dépôt, reprise, transport et épuration.

Ce type de modèles vise à améliorer les modèles précédents. Dans l'état actuel des connaissances, une modélisation mécaniste complète, totalement déterministe, représentant chacune des étapes, paraît utopique. Certains modèles ponctuels peuvent cependant être envisagés (transport solide, décantation, fonctionnement des stations d'épuration, etc.).

Ces quatre familles de méthodes sont décrites dans les paragraphes suivants.

8.3.8.2 Utilisation de concentration constante aux points de rejets

Il s'agit du modèle le plus simple. La concentration du flux rejetée est supposée rester la même pendant tout l'événement pluvieux ; elle ne varie pas d'un événement pluvieux à l'autre. En revanche, elle peut être différente selon les points de rejet. La masse rejetée est donc simplement égale au produit du volume rejeté par la concentration.

Le tableau 53 fournit quelques indications pour le choix des valeurs. Il est cependant très nettement préférable de disposer de mesures locales.

nature du polluant	séparatif pluvial	unitaire
MES	100 à 500	200 à 1000
DCO	100 à 300	200 à 600
DBO ₅	40 à 80	80 à 200

Tableau 53.: Fourchette de concentration (mg/l) pendant une pluie selon la nature du réseau (fourchettes des valeurs moyennes les plus fréquentes trouvées dans la littérature).

Les différences entre ce tableau et celui du § 3.4.2.5 illustrent la difficulté qu'il y a à établir des fourchettes de valeur satisfaisantes, et donc l'intérêt des mesures locales

8.3.8.3 Concentration eau unitaire variable d'une pluie à une autre

La concentration de l'eau unitaire est supposée constante pour une pluie donnée pendant toute sa durée ; elle peut varier d'un événement à un autre ; elle est définie par une formule d'ajustement. Différentes formules d'ajustement existent, à titre d'exemple nous en proposons trois. Certaines de ces formules font apparaître également la masse totale produite (Me), égale au produit du volume par la concentration moyenne.

8.3.8.3.1 Modèle de [Servat](#) :

$$Me = K.(M0 + Ka.Dts)^a . I_{\max 5}^b . Vr^c \quad \text{équation 144}$$

$$C = \frac{Me}{Vr} = K.(M0 + Ka.Dts)^a . I_{\max 5}^b . Vr^{(c-1)} \quad \text{équation 145}$$

avec :

- C : concentration recherchée (mg/l) ;
- Me : masse entraînée (kg) ;
- Vr : volume ruisselé (m³) ;
- Dts : durée de temps sec (j) ;
- I_{max5} : intensité maximum en 5 minutes (mm/h) ;
- M0 : masse initiale disponible (kg/ha) ;
- Ka : facteur d'accumulation (kg/j/ha) ;
- K, a, b, c : coefficients numériques à caler.

Nota : Ka×Dts représente la masse accumulée par hectare pendant la durée de temps sec ; Me = M0 + Ka.Dts représente la masse totale disponible par hectare ; C.Vr représente la masse totale emportée qui doit être inférieure ou égale à la

masse totale disponible. On doit donc vérifier la relation : $C \leq S \times (M_0 + K_a \cdot D_{ts}) / V_r$.

S : surface du bassin versant (ha)

Les valeurs par défaut possibles, extraites du logiciel (FLUPOL) sont les suivantes :

- $M_0 = 0$
- $K_a = 25 \text{ kg/j/ha}$ zone résidentielle dense
- $K_a = 6 \text{ kg/j/ha}$ zone résidentielle discontinue
- $K_a = 25 \text{ kg/j/ha}$ zone commerciale
- $K_a = 25 \text{ kg/j/ha}$ zone industrielle

8.3.8.3.2 Modèle de [Driver et Troutman](#) type 1

$$M_e = K \cdot H_t^a \cdot A^b \cdot D^c \quad \text{équation 146}$$

$$C = M_e / V_r \quad \text{équation 147}$$

avec :

C : concentration recherchée (mg/l) ;

Me : masse entraînée (kg) ;

Vr : volume ruisselé (m³) ;

Ht : hauteur totale de pluie (mm) ;

A : surface du bassin versant (km²) ;

D : durée de la pluie (mn) ;

K, a, b, c: coefficients numériques à caler.

8.3.8.3.3 Modèle type Cedre :

$$C = K \cdot D_{ts}^a \cdot H_t^b \cdot I_{\max}^c \quad \text{équation 148}$$

avec :

C : concentration recherchée (mg/l) ;

Dts : durée de temps sec (j) ;

Ht : Hauteur totale précipitée (mm) ;

I_{max} : intensité maximum (mm/h) ;

K, a, b, c: coefficients numériques à caler.

8.3.8.3.4 Organisation des calculs

Quel que soit le modèle choisi, le calcul se fait en deux étapes successives :

étape 1 - calage de la relation : cette étape sera préalable à la simulation proprement dite, elle consistera à choisir une relation reliant la concentration aux paramètres jugés représentatifs (durée de temps sec, saison, intensité maximum, hauteur totale, etc.), puis à calculer les paramètres permettant un ajustement optimum de cette loi à partir de mesures locales (certains des paramètres peuvent également être choisis a priori à partir des informations relatives au bassin versant).

étape 2 - calcul pour chaque pluie : calcul de la concentration moyenne événementielle au point de rejet et de la masse rejetée.

Aucune des trois relations précédentes n'est réellement meilleure qu'une autre, car toutes reposent sur des principes empiriques. Seule la qualité des ajustements

qu'elles permettent peut fournir des arguments permettant de les départager. L'utilisation d'une concentration événementielle variable d'une pluie à l'autre bien choisie et bien calée permet d'expliquer 30 à 50 % de la variance inter-événementielle, et s'avère donc un peu meilleure que celle d'une concentration constante.

Une précaution importante à prendre consiste à ne pas extrapoler les formules obtenues lors du calage. Les mesures effectuées ne couvrent en effet qu'une certaine plage de valeurs des variables (par exemple, on ne dispose de mesures que pour des pluies ne dépassant pas une certaine hauteur d'eau, ou pour lesquelles la durée de temps sec maximum n'est pas forcément très grande, etc.). Les ajustements réalisés ne sont valables que lorsque les variables prises en compte sont du même ordre de grandeur que celles observées lors des mesures et toute extrapolation est hasardeuse. Ainsi, si la plus grande durée de temps sec observée est de 10 jours et que l'on utilise la formule obtenue pour une durée de temps sec de 30 jours, on risque d'obtenir une valeur de concentration très forte, et pas nécessairement en rapport avec la réalité.

Pour éviter ce problème, la méthode la plus simple consiste à imposer une borne minimum et une borne maximum aux valeurs de concentration calculées (par exemple la plus petite et la plus grande des concentrations mesurées).

8.3.8.4 Modélisation simplifiée des phénomènes de production et de transfert des flux polluants.

Dans ce type d'approche, le bassin versant est découpé en éléments (sous bassins versants, tronçons, ouvrages spéciaux), qui sont, sauf exception, les mêmes que ceux utilisés pour le calcul des flux d'eau. Chaque élément est alors représenté par un modèle adapté.

Dans le cas de la modélisation simplifiée, on raisonne en utilisant uniquement des concentrations moyennes (ou des débits massiques), que l'on produit sur les bassins versants et que l'on transfère ensuite dans le système d'assainissement.

8.3.8.4.1 Production des flux de polluants

La production des flux de polluants est effectuée sur chaque sous-bassins versants. Trois niveaux d'approche sont possibles :

- mélange eau usée – eau pluviale,
- concentration événementielle,
- concentration variable au cours de l'événement.

8.3.8.4.1.1 Mélange eau usée – eau pluviale

Dans ce type de modèle de production, on distingue les eaux usées et les eaux pluviales qui font l'objet d'un calcul séparé.

Pour les eaux usées, la concentration peut être supposée constante ou varier selon l'heure de la journée (pollutogramme eau usée journalier).

La concentration de l'eau pluviale est constante pendant un événement, elle peut être constante ou variable d'un événement à l'autre. Si elle est variable, on peut utiliser les mêmes types de modèles que ceux présentés au paragraphe 8.3.8.3.

L'utilisation de concentrations variables d'un événement à l'autre est cependant peu conseillée du fait de la difficulté du calage. Les concentrations réelles des eaux pluviales ne sont en effet pas directement mesurables dans un réseau unitaire, et le modèle ne peut être calé que sur des valeurs issues d'un calcul de concentration de la forme :

$$C_{EP} = \frac{C_{moyen} \times Q_{total} - C_{EU} \times Q_{EU}}{Q_{total} - Q_{EU}} \quad \text{équation 149}$$

Or, pour effectuer ce calcul, on rajoute aux incertitudes sur la mesure de Q_{total} et C_{moyen} , les incertitudes sur les valeurs de Q_{EU} et C_{EU} qui doivent être estimées (par exemple en choisissant les valeurs mesurées à la même heure un jour de temps sec). L'incertitude finale est donc très importante.

Il est donc préférable de réserver ce modèle aux indicateurs pour lesquels la concentration est nettement plus forte dans les eaux usées que dans les eaux pluviales (pollution bactérienne et dans une moindre mesure DBO), et de considérer une valeur constante pour la concentration des eaux pluviales.

Dans tous les cas, pour effectuer la simulation, on calcule d'abord les hydrogrammes d'eau usée et d'eau pluviale à l'exutoire de chaque bassin versant, on en déduit les pollutogrammes d'eau usée et d'eau pluviale en débit massique en multipliant à chaque pas de temps le débit par la concentration correspondante. Le pollutogramme en débit massique de l'eau unitaire est obtenu en sommant les deux pollutogrammes précédents.

Avec ce type de modèle, la concentration aux différents exutoires de bassins versants dépend du rapport de mélange entre l'eau usée et l'eau pluviale (et éventuellement de la valeur variable de la concentration de l'eau usée). La concentration des effluents produits par chaque sous-bassin versant va donc varier au cours du temps.

8.3.8.4.1.2 Concentration événementielle

La concentration de l'eau unitaire est supposée constante pendant un événement, mais elle peut être variable d'un événement à l'autre et d'un sous-bassin versant à l'autre.

Les modèles utilisables sont les mêmes que ceux présentés au paragraphe 8.3.8.3. A moins de disposer d'un très grand nombre de mesures effectués à de nombreux endroits, il est préférable d'utiliser le même modèle pour tous les sous bassins versants. Les ajustements peuvent cependant être différents par groupes de sous bassins versants.

Si l'on veut utiliser le modèle de Servat, il est préférable d'imposer la valeur 1 au paramètre c (exposant du terme Vr), de façon à simplifier les problèmes liés à la conservation de la masse. De la même façon, dans le cas de l'utilisation du modèle de Driver et Troutman, et pour les mêmes raisons, c'est la valeur du paramètre b , exposant de la surface qu'il faudra fixer à 1.

Une méthode relativement simple consiste à conserver le même ajustement pour l'ensemble des exposants et à ne faire varier que le coefficient de proportionnalité K entre les différents sous-bassins versants.

Dans tous les cas, pour effectuer la simulation, on calcule d'abord les hydrogrammes à l'exutoire de chaque bassin versant, on en déduit les pollutogrammes en débit massique en multipliant à chaque pas de temps le débit par la concentration correspondante.

Avec ce type de modèle, la concentration aux différents exutoires de sous-bassins versants est constante pendant tout l'événement. La concentration peut cependant varier au cours du temps dans le réseau et aux points de rejet du fait des différences possibles dans la concentration des effluents produits par les différents sous bassins versants.

8.3.8.4.1.3 Concentration variable au cours de l'événement.

Il est possible d'utiliser des modèles conceptuels simples pour représenter l'évolution de la concentration au cours du temps. L'idée de base consiste à faire le calcul en deux étapes :

- étape 1 : calcul d'une concentration moyenne, C_m en utilisant l'un ou l'autre des modèles décrits dans les paragraphes précédents.
- étape 2 : répartition de la masse ou de la concentration de façon différente au cours de l'événement.

Un modèle simple (Chocat, 2001b), consiste tout d'abord à faire l'hypothèse que la concentration décroît exponentiellement avec le temps et de calculer une valeur de concentration instantanée intermédiaire fictive en utilisant l'équation 150 :

$$C'(t) = C_m * ((p-1) e^{-kt} + 1) \quad \text{équation 150}$$

On suppose ensuite que la concentration est proportionnelle au débit élevé à une certaine puissance. On obtient alors l'équation 151 :

$$C''(t) = C'(t) * Q(t)^b \quad \text{équation 151}$$

On calcule la masse totale transitée avec cette valeur de concentration instantanée fictive :

$$M' = \int C''(t).Q(t)dt \quad \text{équation 152}$$

On utilise la masse totale transitée calculée avec la valeur de concentration moyenne pour calculer un coefficient de correction permettant de tenir compte du caractère conservatif de la masse.

$$M = C_m \int Q(t)dt, \text{ d'où } C_{cor} = M / M' \quad \text{équation 153}$$

On calcule ensuite les valeurs définitives de concentrations instantanées :

$$C(t) = C_{cor} * C''(t) \quad \text{équation 154}$$

avec :

$C(t)$: concentration instantanée au temps t ($C'(t)$ et $C''(t)$ sont des valeurs intermédiaires servant au calcul) ;

$Q(t)$: débit au temps t ;

M : masse totale transitée, M' valeur intermédiaire de masse utilisée pour le calcul.

C_m : concentration moyenne ;

p, k et b : paramètres à caler ou à choisir (en choisissant $p = 1$ ou $k = 0$, on ne tient plus compte de la décroissance exponentielle ; en choisissant $b = 0$, on ne tient plus compte des variations en fonction du débit)

8.3.8.4.2 Transfert des flux polluants

Du fait des hypothèses très simples prises en compte dans les fonctions de production, il est logique, dans ce type de modélisation, d'associer une fonction de transfert également simple. De ce fait les hypothèses et les approches habituelles dans ce type de modélisation sont les suivantes :

- La concentration de l'eau unitaire est invariable au cours du transfert dans les différents éléments constituant le système d'assainissement. La concentration est cependant modifiée aux nœuds où arrivent plusieurs tronçons du fait du mélange d'effluents différents.

- Le calcul consiste donc à propager les pollutogrammes en débit massique dans le réseau par une méthode de transfert d'onde, par exemple la méthode Muskingum (voir le paragraphe 8.3.7.3.2). On peut faire l'hypothèse que l'onde de pollution se déplace à la même vitesse que l'onde de crue (même valeur de lag time).
- La concentration moyenne en un nœud est égale à la somme des masses arrivant en un nœud (tronçons amont + bassins versants + pollutogrammes injectés) divisée par la somme des volumes arrivant en ce nœud.
- Dans le cas d'une défluence, la concentration est la même dans tous les tronçons à l'aval du nœud et égale à la concentration au nœud.
- Le débit massique à l'aval d'un tronçon est égal au débit massique à l'amont (pas de dépôt ni d'érosion dans le réseau).

8.3.8.5 Modélisation mécaniste fine des phénomènes de dépôt, reprise, transport et épuration.

8.3.8.5.1 Production des débits et des flux polluants

La production des flux polluants se fait sur des bassins versants dont la surface est quelconque. Cependant, dans la plus grande partie des cas, cette surface est de l'ordre de plusieurs dizaines d'hectares. Ceci signifie que ces bassins versants sont dotés d'un réseau d'assainissement interne. Évaluer les flux polluants produits par un bassin versant donné pour une pluie donnée implique donc de représenter les phénomènes se produisant à la surface du sol (accumulation et reprise), mais également ceux qui se produisent à l'intérieur du réseau d'assainissement (non représenté en tant que tel) interne au bassin versant.

Les principes généralement retenus pour la modélisation supposent que la concentration de l'eau unitaire résulte :

- de phénomènes d'accumulation se produisant pendant la période sèche précédant la pluie, d'une part sur la surface du bassin versant et d'autre part dans le réseau de surface et souterrain qui le draine ;
- de phénomènes de reprise (lessivage, entraînement, érosion éventuelle) qui se produisent pendant la pluie ;
- du mélange de l'eau de ruissellement avec l'eau usée.

On trouve dans la littérature différentes formules d'accumulation et d'érosion dont les paramètres doivent être définis par bassin versant (voir par exemple les formules proposées au paragraphe 8.3.8.3).

8.3.8.5.2 Transfert des débits et des flux polluants

L'objet de ces modèles est de représenter le transfert des flux de polluants dans le système d'assainissement. Deux éléments importants doivent être notés :

- la masse sortante peut être différente (voire très différente) de la masse entrante (inférieure ou supérieure), car des phénomènes de dépôt ou au contraire d'érosion peuvent se produire dans le système d'assainissement ;
- le modèle de transfert de la pollution ne peut pas être choisi indépendamment du modèle hydraulique, même si les deux étapes de simulation sont effectuées successivement. La description mécaniste des phénomènes de transport de particules suppose que la simulation hydraulique ait été effectuée préalablement par la méthode de Barré de Saint-Venant.

Les hypothèses généralement retenues sont les suivantes :

- les polluants sont transportés dans la veine liquide à la même vitesse moyenne que le fluide (ce qui est exactement le cas des polluants dissous et approximativement le cas des particules solides transportées en suspension, mais suppose de négliger le transport par charriage) ;
- la concentration est suffisamment faible pour ne pas perturber l'écoulement (ce qui permet de dissocier les calculs hydrauliques et les calculs de transport solide) ;
- la concentration peut s'exprimer sous la forme d'une concentration moyenne dans la section en travers qui est transportée à la vitesse moyenne de l'écoulement ;
- les échanges avec le fond dépendent de la capacité de transport de l'écoulement et de sa concentration.

Trois niveaux de modélisation sont utilisables.

8.3.8.5.2.1 Convection seule

Les polluants se déplacent d'amont en aval avec une vitesse moyenne égale à celle du courant. Il n'y a aucun échange avec le fond, ce qui implique que la masse sortante est égale à la masse entrante (si le temps de simulation est suffisant pour vidanger tout le système d'assainissement).

L'équation différentielle qui décrit la conservation de la masse totale d'un polluant transporté dans un écoulement unidimensionnel s'écrit alors (équation 155) :

$$\frac{\partial AC}{\partial t} + \frac{\partial QC}{\partial x} = 0 \quad \text{équation 155}$$

Le rapprochement de cette équation avec l'équation de continuité liquide permet d'écrire l'équation de convection (équation 156) :

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V \frac{\partial C}{\partial x} = 0 \quad \text{équation 156}$$

avec :

- x : distance longitudinale (variable indépendante) (m) ;
- t : temps (variable indépendante) (s) ;
- A : section mouillée (m²) ;
- Q : débit (m³/s) ;
- V : vitesse moyenne de l'écoulement = Q/A (m/s) ;
- C : concentration moyenne du polluant en suspension (kg/m³).

L'équation de convection est discrétisée sur chacun des tronçons de calcul. Ces équations discrétisées sont ensuite résolues soit par la méthode des différences finies, soit par la méthode des caractéristiques (par exemple en utilisant le schéma de Holly-Preissmann). Cette dernière méthode présente de bonnes qualités de conservativité et minimise la diffusion numérique.

Cette méthode qui néglige les échanges avec le fond ne présente que très peu d'avantages par rapport aux méthodes simplifiées décrites au paragraphe 8.3.8.4.2). Elle ne devrait être utilisée que dans des cas très particuliers (par exemple pour représenter le transfert d'un panache de pollution dissoute résultant par exemple d'un accident).

8.3.8.5.2.2 Convection plus érosion / dépôt sans gestion du stock

Les modèles de ce type proviennent directement des modèles utilisés pour représenter le transport solide en rivière. Ils reposent sur deux hypothèses majeurs :

- Le stock de polluant présent dans le réseau est soit nul, soit illimité.
 - Le type de fonctionnement (érosion ou dépôt) est régi par une relation entre la concentration moyenne en suspension des particules portant les polluants et la concentration maximale potentielle, laquelle dépend des conditions hydrauliques (essentiellement vitesse de l'eau).
- Si la concentration moyenne dans l'écoulement est supérieure à la concentration maximale potentielle, les sédiments se déposent et la concentration diminue.
- Si la concentration en suspension dans l'écoulement est inférieure à la concentration maximale potentielle, soit la concentration de la veine fluide reste constante (stock nul), soit la concentration croit (stock illimité).

Voir le paragraphe 8.3.8.5.3 pour des précisions sur les modèles utilisés.

En dehors des difficultés de calage décrites dans ce paragraphe 8.3.8.5.3, les modèles de ce type peuvent conduire à des anomalies très fortes du fait des hypothèses simplificatrices utilisées.

8.3.8.5.2.3 Convection plus dépôt avec gestion du stock

Dans ce cas, on essaye de prendre en compte le stock de sédiment et de polluant effectivement présent dans chacun des tronçons. En particulier, il est impossible d'éroder plus de matière qu'il n'y en a effectivement dans le tronçon.

Ce mode de calcul peut conduire, lorsque le modèle est bien calé, à des résultats intéressants. L'inconvénient est qu'il nécessite une très grande quantité d'informations pour définir les conditions initiales : valeur des stocks initiaux de polluants (et éventuellement répartition sur des classes granulométriques), pour tous les tronçons du réseau. Cette information est bien sûr très difficile à obtenir car elle nécessite de connaître tout l'historique du fonctionnement du réseau (y compris les curages). Seule une simulation continue (temps sec et temps de pluie) peut permettre d'accéder à ces données.

8.3.8.5.3 Modèles d'échange avec le fond

Ces modèles supposent que les polluants sont fixés sur des particules solides et que leur dynamique est donc liée à celle des particules qui les portent. Seules les particules en suspension sont prises en compte (en pratique se sont d'ailleurs elles qui portent l'essentiel des polluants).

Sur le plan phénoménologique, outre la convection, les particules en suspension sont soumises à deux effets contraires :

- Leur poids propre qui tend à les faire se déposer sur le fond de la conduite.
- Les effets de la turbulence et de l'agitation qui les maintiennent en suspension. Ces effets de turbulence sont aussi responsables de l'érosion éventuelle d'un dépôt existant.

Ces deux effets contraires se traduisent par des flux massiques entre les particules en suspension (ou les polluants que ces particules portent) et les particules (ou polluants) présentes au fond de la conduite (le stock).

Le flux net échangé est égal à la différence entre le flux d'entraînement (ou de mise en suspension) et le flux de dépôt (équation 157) :

$$S = S_E - S_D \quad \text{équation 157}$$

avec :

S : flux net échangé (par unité de longueur de conduite) ((g/s)/m) ;

S_E : flux d'entraînement ((g/s)/m) ;

S_D : flux de dépôt ((g/s)/m).

L'équation de continuité du polluant en suspension s'écrit alors :

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V \frac{\partial C}{\partial x} - \frac{S}{A} = 0 \quad \text{équation 158}$$

L'équation de continuité du stock s'écrit de façon symétrique :

$$\frac{\partial M}{\partial t} + f_u S = 0 \quad \text{équation 159}$$

$f_u = 0,001 \text{ kg/g}$ est un facteur d'unité pour respecter la cohérence entre l'unité de C (mg/l) et celle de M (kg/m³).

Quand le flux d'entraînement S_E est supérieur au flux de dépôt, il y a érosion, le flux net S est positif et la concentration C croît.

Quand le flux de dépôt est supérieur au flux d'entraînement, le stock M augmente et la concentration en suspension C diminue.

8.3.8.5.3.1 *Dépôt*

Les particules en suspension dans la veine fluide sont soumises à leur poids propre qui leur donne une vitesse verticale de chute supposée constante ω (m/s). Considérons le volume de contrôle constitué par la veine fluide sur une longueur infinitésimale dx. La frontière inférieure de ce domaine est un élément de surface de largeur approximative B qui sépare le volume de contrôle considéré du fond de la conduite.

Le flux de sédiments qui quitte le volume de contrôle du fait de la vitesse de chute est égal au produit des quantités suivantes :

- La concentration en suspension au voisinage de cette frontière inférieure. On a admis que la concentration C est uniforme dans la section mouillée.
- La vitesse de chute ω .
- La surface d'échange B.dx.

Par unité de longueur de conduite, le flux de dépôt est (équation 160) :

$$S_D = B \times \omega \times C \quad \text{équation 160}$$

8.3.8.5.3.2 *Entraînement*

De nombreuses formules empiriques expriment le débit solide potentiel en suspension en fonction des conditions d'écoulement et des caractéristiques des particules (équation 161) :

$$g_s = f(d, \rho, V, h, \dots) \quad \text{équation 161}$$

avec :

- g_s : débit solide massique (g/s) ;
- d : diamètre moyen des sédiments (mm) ;
- ρ : masse volumique des sédiments (kg/m³) ;
- V : vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- h : profondeur (m).

Nota : ρ et d déterminent la vitesse de chute ω .

On peut aussi dégager la notion de concentration moyenne potentielle en suspension :

$$C^* = \frac{g_s}{Q} \quad \text{équation 162}$$

Dans cette expression, C^* (g/m³) est la concentration maximale qui correspond aux conditions locales et instantanées. C'est la concentration d'équilibre qui serait obtenue dans une conduite infiniment longue et en écoulement uniforme, après dépôt des particules en excès.

Suivant Benet et Nordin, on écrit le flux d'entraînement de la façon suivante :

$$S_D = b \times \omega \times C^* \quad \text{équation 163}$$

Le flux net d'échange de sédiment entre la veine fluide et le stock s'écrit donc :

$$S = S_D - S_E = b\omega(C^* - C) \quad \text{équation 164}$$

On remarquera qu'à l'équilibre, le flux net est nul et que la concentration en suspension est égale à la concentration potentielle.

8.3.8.5.3.3 *Transport potentiel*

Il existe dans la littérature de nombreuses expressions du transport potentiel. Celles-ci ont souvent été établies et réglées pour des conditions très particulières (qualité des sédiments, conditions d'écoulement). La plupart sont adaptées des formules utilisées en hydraulique fluviale et correspondent à des conditions de transport et de granulométrie très différentes.

Il est difficile de généraliser une formule valable dans tous les cas de l'hydraulique urbaine, et il est préférable de choisir une formule très générale (par exemple celle de l'équation 165) et d'ajuster les paramètres à partir de mesures locales.

$$C^* = \frac{\alpha}{\omega} V^\beta \quad \text{équation 165}$$

avec :

- C^* : concentration potentielle en suspension (mg/l ou g/m³) ;
- ω : vitesse de chute (m/s) ;
- V : vitesse moyenne de l'écoulement (égale à Q/A) (m/s) ;
- α et β : coefficients de calage de la formule.

8.3.8.5.3.4 *Prise en compte de classes granulométriques différentes*

Pour améliorer les calculs, il est souvent utile de définir différentes classes granulométriques (ou de préférence classes de vitesse de chute) pour les particules et de préciser, pour chaque indicateur de pollution, le pourcentage en masse fixé sur les particules de chacune des classes (en prévoyant toujours une classe de particules non décantables, intégrant également la part dissoute du polluant).

Ce type d'approche requiert bien évidemment des données nombreuses et fiables.

8.3.8.5.3.5 *Prise en compte de réactions chimiques ou de réactions d'échange*

Il est également possible de modéliser les réactions chimiques ou biologiques responsable de l'évolution des polluants dans le réseau (par exemple dégradation de la matière organique, consommation de l'oxygène dissous, etc.). Une forme particulière de réactions peut concerner des réactions d'échange d'un même polluant entre différentes formes physico-chimiques (par exemple adsorption sur des particules ou resolubilisation).

De façon pratique, on se limite généralement à des réactions d'ordre 1, correspondant soit à une décroissance naturelle (variation de la concentration proportionnelle à la concentration de la même grandeur), soit à une interaction entre 2 grandeurs (variation de la concentration d'une grandeur proportionnelle à la concentration d'une autre grandeur) :

$$\frac{\partial C_1}{\partial t} = K_0 + K_1 \cdot C_1 + K_2 \cdot C_2 \quad \text{équation 166}$$

avec :

C_1, C_2 : concentrations ;

K_0, K_1, K_2 : paramètres de la dynamique.

8.3.9 **Évaluation des effets sur les milieux**

Le but de ces modèles est de représenter l'influence des rejets ponctuels sur le fonctionnement à court, moyen et long termes de l'écosystème aquatique et sur les usages qui lui sont associés. En pratique, on se contente généralement d'estimer les concentrations en produits polluants résultant d'un rejet localisé de substances polluantes.

8.3.9.1 *Calcul de dilution dans le milieu sur des indicateurs physico-chimiques.*

L'effet du rejet sur le milieu est modélisé par de simples calculs de dilution. Cette méthode permet de tenir compte de l'état du milieu à l'amont du rejet et de sa capacité de dilution. Elle fournit une première estimation de l'impact des rejets sur la qualité de l'eau. Elle ne peut cependant être utilisée que pour des indicateurs physiques ou chimiques.

8.3.9.2 *Modélisation simplifiée du milieu.*

Il existe différents modèles génériques (non spécifiques à un milieu donné), susceptibles de représenter la réponse du milieu à un rejet ponctuel, du moins pour des indicateurs simples (DBO, formes de l'azote ou du phosphore, etc.). Ces modèles représentent de façon simplifiée les principales étapes du cycle trophique. Les relations utilisées sont généralement des relations d'ordre 1 (voir paragraphe [8.3.8.5.3.5](#)).

On peut, à titre d'exemple, citer le modèle de [Streeter et Phelps](#) (1925) qui décrit l'évolution de la concentration en oxygène et de la DBO dans une rivière, à l'aval d'un rejet, à l'aide d'une équation différentielle composée d'un terme de désoxygénation (considérant la demande en oxygène pour la dégradation de la matière organique) et d'un terme d'échange gazeux avec l'atmosphère (réoxygénation si déficit par rapport à la saturation, désoxygénation si excès par rapport à la saturation) :

$$\frac{dL}{dt} = -K_1 L \quad \text{équation 167}$$

$$\frac{dC}{dt} = -K_1 L + K_2 (C_S - C) \quad \text{équation 168}$$

avec :

- L : charge organique ou DBO (exprimée en mg d'O₂ dissous par litre) ;
- C : concentration en oxygène dissous (mg/l) ;
- C_S : concentration en oxygène à saturation à la température du milieu ;
- C_S - C : déficit en oxygène ;
- K₁ : coefficient de dégradation de la matière organique ;
- K₂ : coefficient de réoxygénation de la rivière à l'interface eau/air.

Ce modèle extrêmement simple fait l'hypothèse que la décomposition de la matière organique et la réoxygénation de l'eau suivent une cinétique chimique d'ordre 1. Il considère également que la consommation d'oxygène par les micro-organismes se fait indépendamment de l'état de décomposition et du type de matière organique. On peut noter que le coefficient K₁ dépend fortement de la température, tandis que le coefficient K₂ dépend principalement de la hauteur d'eau et de la vitesse du courant. Les valeurs de K₁ peuvent être très variables d'un site à l'autre : la littérature rapporte des variations de plusieurs ordres de grandeurs (facteur 10).

La pertinence des modèles de ce type est directement dépendante de l'existence de données de calage locales fiables en l'absence desquelles leur utilisation est illusoire.

8.3.10 Calage des modèles

Caler un modèle consiste à ajuster les valeurs numériques attribuées aux paramètres afin que les valeurs calculées d'une variable ou d'une grandeur soient aussi proches que possible des valeurs observées de cette variable ou de cette grandeur.

8.3.10.1 Concepts de base

Tout modèle mathématique M peut être mis sous la forme d'une expression fonctionnelle :

$$M \rightarrow F(Y_j, X_k, a, b, \dots, n) = 0 \quad \text{équation 169}$$

avec :

- Y_j : variables expliquées ;
- X_k : variables explicantes (ou explicatives) ;
- a, b, ..., n : paramètres.

Par exemple, le modèle de Manning-Strickler d'écoulement en régime uniforme peut s'écrire :

$$Q = K.R_h^{2/3} . S . I^{1/2} \quad \text{équation 170}$$

Q (débit), R_h (rayon hydraulique), S (section mouillée) et I (pente du tronçon) sont généralement considérés comme des grandeurs physiques mesurables. Elles constituent les variables du modèle. Selon les cas, elles peuvent être expliquées ou expliquées.

K, ainsi que les exposants 2/3 et 1/2 sont les paramètres du modèle ; les exposants (2/3) et (1/2) ont été prédéterminés à partir de considérations théoriques ; la valeur de K doit être choisie au mieux en fonction des spécificités du tronçon, notamment de sa rugosité.

Caler ce modèle pour une situation particulière consiste théoriquement à déterminer les valeurs numériques qu'il faut attribuer aux paramètres non prédéterminés, ici K.

La distinction entre paramètres et variables n'est pas toujours facile à faire. On peut en effet être amené à considérer que la mesure directe de certaines variables est trop difficile ou trop imprécise, et à les traiter comme des paramètres. Par exemple, dans le cas du modèle de Manning-Strickler, et en raison de la difficulté à mesurer correctement la pente, il arrive très souvent que le calage porte sur la détermination de la quantité $K' = K . I^{1/2}$.

8.3.10.2 Mise en œuvre du calage

Afin de limiter la subjectivité dans l'évaluation de la qualité de l'ajustement des paramètres, on essaye généralement de mettre en œuvre des méthodes formalisées de calage. Ces dernières reposent sur deux étapes de nature différentes :

- le choix d'une fonction numérique, appelée critère (ou fonction critère ou encore fonction objectif) mesurant l'écart entre les variables calculées et leurs mesures ;
- la mise en œuvre de techniques permettant de minimiser cet écart ; ces techniques peuvent être manuelles et plus ou moins empiriques (essais successifs par tâtonnement) ; elles peuvent également faire appel à des outils mathématiques spécialisés de minimisation ; on parle alors de calage optimal.

8.3.10.2.1 Choix du critère

En hydrologie urbaine, le calage peut concerner des modèles très divers. A titre d'exemple, nous traiterons ici le cas des modèles hydrologiques.

Dans ce cas, il s'agit de comparer deux signaux traduisant l'évolution du débit en fonction du temps en un point particulier :

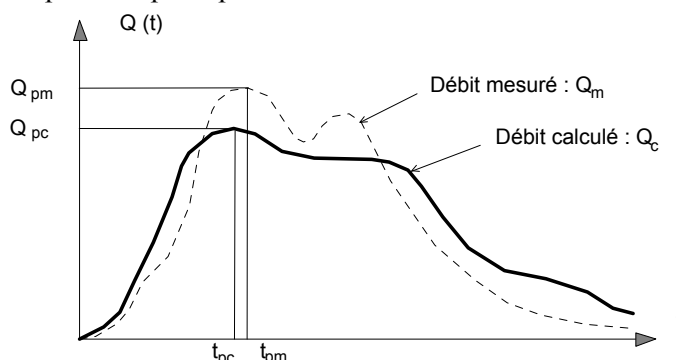


figure60: Différentes grandeurs susceptibles d'intervenir dans la comparaison entre deux hydrogrammes.

Le critère peut prendre des formes très variées :

- il peut comparer des grandeurs particulières (volumes, débits de pointe, temps de montée, etc.) ou essayer de mesurer l'écart global entre la totalité ou une partie des signaux ;
- il peut utiliser des normes différentes (valeur absolue, carré de l'écart, etc.) ;
- il peut s'exprimer en valeur absolue ou en valeur relative (normée), en utilisant éventuellement des pondérations ;
- enfin, il peut se formuler de manière mixte à partir des éléments précédents.

Nous supposons que les signaux à comparer sont discrétisés sur un pas de temps constant et identique, c'est-à-dire qu'ils peuvent chacun s'exprimer sous la forme d'un vecteur à n composantes appartenant au même espace : Q_{mi} et Q_{ci} , qui représentent respectivement les valeurs mesurées et calculées, l'indice i variant de 1 à n. Q_{pm} et Q_{pc} représentent respectivement le débit de pointe du signal mesuré et du signal calculé.

Le tableau 54 donne quelques exemples de critères couramment utilisés en hydrologie.

Ecarts sur le débit de pointe	$EDp_1 = Q_{pm} - Q_{pc} $	$EDp_2 = (Q_{pm} - Q_{pc})^2$
Ecarts sur le temps de pointe	$Etp_1 = t_{pm} - t_{pc} $	$Etp_2 = (t_{pm} - t_{pc})^2$
Ecarts sur le volume	$EV_1 = \sum Q_{m_i} - \sum Q_{c_i} $	$EV_2 = (\sum Q_{m_i} - \sum Q_{c_i})^2$
Ecart quadratique total	$EQT = \sqrt{\sum_i (Q_{c_i} - Q_{m_i})^2} / \sum_i Q_{m_i}$	
Ecart quadratique partiel	$EQP = \sqrt{\sum_i (Q_{c_i} - Q_{m_i})^2} / \sum_i Q_{m_i}$ pour $Q_{m_i} > Q_{seuil}$	
Ecart quadratique normé	$EQTN = \sqrt{\sum_i ((Q_{m_i} - Q_{c_i})^2 / Q_{m_i}^2)}$	
Ecart quadratique pondéré	$EQTP = \sqrt{\sum_i (Q_{m_i})^2 (Q_{c_i} - Q_{m_i})^2} / \sum_i (Q_{m_i})^2$	

Tableau 54.: Exemples de critères permettant de mesurer l'écart entre deux signaux.

La valeur optimale attribuée aux paramètres de calage dépend du critère choisi, et ce d'autant plus que le modèle est moins "globalement" adéquat. Ce sera également le cas si les mesures sont entachées d'erreurs importantes. Le choix du critère est donc déterminant et doit être fait après une réflexion sur les objectifs poursuivis et, si nécessaire, une étude de sensibilité du modèle.

8.3.10.2 Méthodes mathématiques utilisables

Les méthodes mathématiques utilisables pour rechercher les valeurs idéales des paramètres appartiennent à une branche particulière des mathématiques appliquées : la recherche opérationnelle et en particulier l'optimisation (Laurent, 1972). Beaucoup de ces méthodes imposent une propriété très importante à la

fonction critère : la convexité. Dire qu'une fonction est convexe par rapport à une variable signifie qu'elle possède un et un seul minimum. Il existe donc une seule valeur de la variable pour laquelle la dérivée est nulle et cette valeur correspond à la valeur minimum de la fonction critère (voir figure 61).

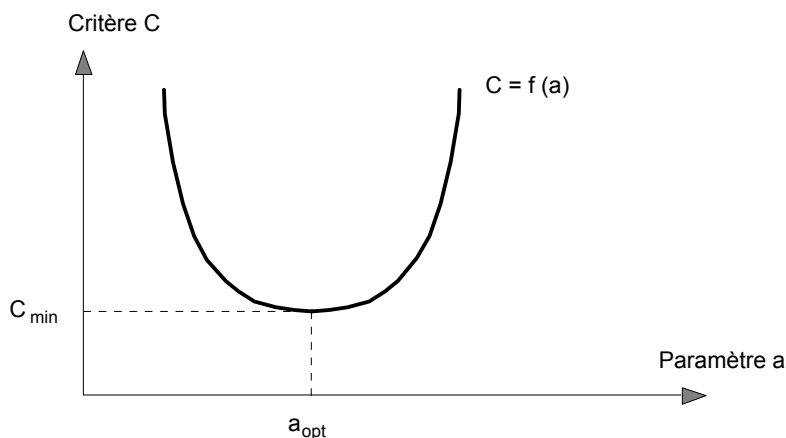


figure61: Minimum d'une fonction convexe.

La méthode la plus classique pour rechercher le minimum est la méthode des moindres carrés. Elle est applicable dès lors que la fonction critère se présente sous la forme d'une fonction quadratique par rapport à chacun des paramètres de calage (c'est-à-dire que les variations de la fonction critère sont paraboliques par rapport aux variations du paramètre). Le minimum peut alors être obtenu directement en dérivant la fonction critère par rapport à chacun des paramètres et en écrivant que chacune des dérivées partielles est nulle. Cette méthode conduit à un système de p équations linéaires à p inconnues, où p est le nombre de paramètres.

Il est parfois possible de transformer des problèmes non linéaires de manière à se ramener à une forme quadratique et à pouvoir utiliser cette méthode. Par exemple la relation utilisée dans le modèle de Manning-Strickler :

$$Q = K \cdot R_h^\alpha \cdot S^\beta \cdot I^\gamma \quad \text{équation 171}$$

peut être linéarisée de la manière suivante :

$$\ln Q = \ln K + \alpha \ln R_h + \beta \ln S + \gamma \ln I \quad \text{équation 172}$$

Lorsque ce type d'approche n'est pas applicable, il est possible d'utiliser des techniques d'optimisation permettant la recherche directe du minimum de la fonction critère. Les méthodes purement numériques (par exemple la méthode de Hookes et Jeeves) qui n'imposent aucune condition stricte à la fonction critère sont généralement les plus performantes.

Lorsque l'on n'est pas certain de la convexité de la fonction, il devient préférable d'explorer systématiquement la totalité du domaine possible de variation des paramètres. Cette méthode permet d'éviter le piège des minima locaux. Elle est cependant très lourde, particulièrement si le nombre de paramètres est important. Elle nécessite la mise en place d'un plan d'expérience précis, définissant les bornes et le pas à utiliser pour chacun des paramètres.

8.3.10.3 Pièges et difficultés

8.3.10.3.1 Répartition des mesures

La mise en œuvre d'un calage suppose que l'on dispose de mesures des variables explicantes et des variables expliquées. Ces données doivent présenter différentes qualités.

Il est tout d'abord indispensable que le nombre de ces mesures soit strictement supérieur au nombre de paramètres à déterminer. Il s'agit là d'une contrainte mathématique nécessaire (mais non suffisante) pour assurer l'unicité de la solution.

Cette contrainte n'est cependant pas la plus difficile à satisfaire. Il faut en effet également que les différentes valeurs mesurées pour les variables soient réparties sur la totalité de leur domaine de variation possible. La figure 62 illustre différents cas de "bonne", "mauvaise" et "très mauvaise" répartition des mesures dans le cas d'une seule variable explicante x .

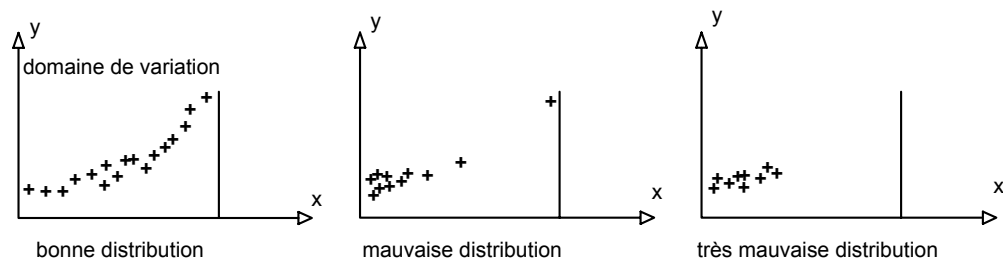


figure62: Exemples de bonne et de mauvaises distributions des mesures (x : variable explicante, y : variable expliquée).

Dans le second cas, la répartition des mesures est mauvaise car il y a beaucoup plus de mesures pour les petites valeurs de x que pour les grandes. De ce fait l'importance relative des petites valeurs sera trop forte dans le calcul des paramètres et l'ajustement sera probablement mauvais pour les grandes valeurs de x . A l'opposé, le dernier point peut conditionner très fortement l'approximation.

Le troisième cas est encore plus préjudiciable : il n'y a aucune mesure pour les grandes valeurs de x . L'utilisation du modèle dans cette partie du domaine de variation nécessitera d'extrapoler l'ajustement réalisé pour les petites valeurs de x . Cette opération est d'autant plus incertaine que le modèle est moins "globalement" adéquat (voir figure 63). Elle doit être évitée autant que possible.

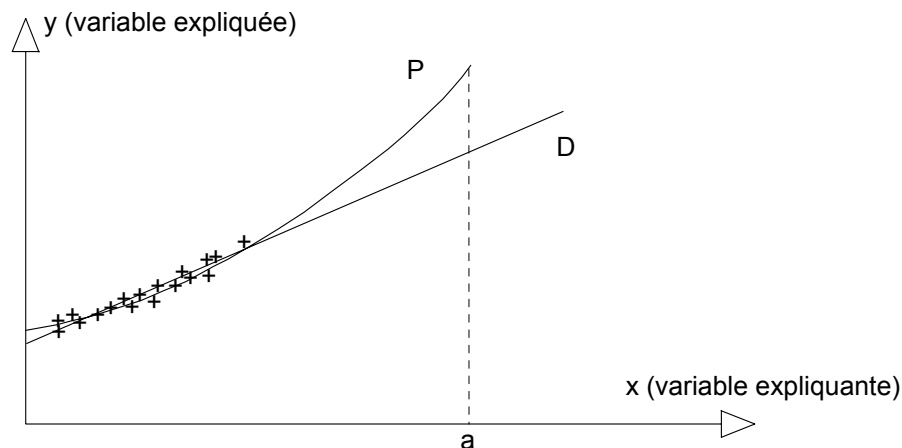


figure63: Ajustement des mêmes points par une droite (D) et une parabole (P).
Noter l'écart de l'extrapolation en a .

Il est important de remarquer que ces mauvaises répartitions de points ne sont pas des exceptions, mais constituent au contraire très souvent la règle générale. En hydrologie, il est en effet très rare que l'on puisse faire des expérimentations (c'est-à-dire contrôler les conditions expérimentales, donc les valeurs des variables choisies comme expliquantes); on est généralement amené à se contenter d'observations faites in situ et dépendantes des conditions climatiques. Or, dans une série d'événements réels observés, la répartition des variables expliquantes n'a aucune raison d'être régulière, ni de couvrir tout le domaine de variation possible. Par exemple on observe beaucoup plus souvent des petites pluies que des événements très forts.

8.3.10.3.2 Prise en compte des erreurs et des incertitudes

Dans la réalité les valeurs des différentes variables expliquantes ou expliquées ne sont jamais connues avec une très grande précision. Chaque grandeur mesurée est donc entachée d'une erreur ou d'une incertitude.

Pour tenir compte des incertitudes de mesures, il est nécessaire d'associer à chaque grandeur mesurée une plage d'incertitude. Par exemple, on peut représenter sur le graphe chaque mesure par un rectangle tenant compte de l'incertitude. Toute fonction qui intercepte la totalité des rectangles est a priori adéquate, et il n'est pas possible d'être certain que l'une d'entre elle soit significativement meilleure que les autres. Par exemple, sur la figure 64, d'un point de vue purement numérique, la droite est tout autant acceptable que la courbe pour représenter les points mesurés sur l'intervalle (a - b). La conclusion peut cependant être différente si un raisonnement conduit sur le phénomène peut permettre de privilégier l'une ou l'autre des formes de représentation.

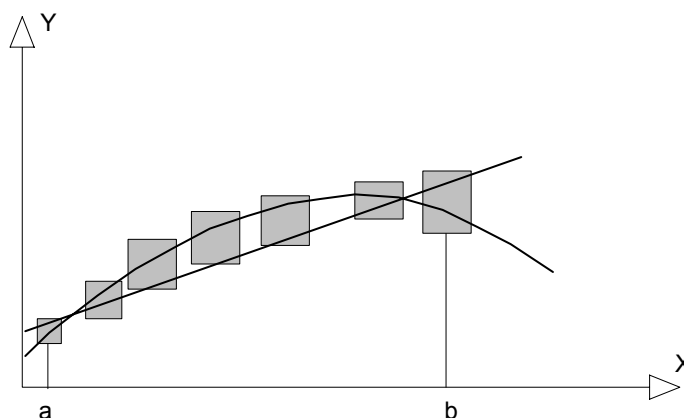


figure64: *Prise en compte des erreurs et des incertitudes dans les ajustements (x : variable explicante, y : variable expliquée).*

8.3.10.4 Utilité du calage et stratégie générale

8.3.10.4.1 Utilité et principes généraux

Si l'on ne s'intéresse qu'aux volumes et aux débits de pointe, les modèles utilisés sont simples et généralement bien adaptés. Cependant le choix correct des paramètres est parfois délicat, particulièrement pour de petites pluies ou lorsque les zones perméables jouent un rôle important dans la transformation pluie-débit.

Si l'on s'intéresse aux flux de polluants, il n'est pratiquement pas possible de fixer a priori la valeur numérique à attribuer aux paramètres des modèles.

Dans ces situations, un calage effectué avec des mesures de terrain est souvent indispensable et toujours extrêmement utile.

Le calage est une opération délicate, surtout lorsque l'on s'intéresse à des chaînes de modèles ayant chacun leurs propres paramètres. Il est donc utile de mettre en place une stratégie générale construite.

8.3.10.4.2 Stratégie générale

Dans le cas d'une étude générale visant à étudier les flux d'eau et de polluants rejetés par un système d'assainissement, la démarche générale de calage la plus classique est la suivante :

1. déterminer un ou plusieurs hydrogramme journaliers type pour les eaux usées et caler les fonctions de production d'eau parasite à partir de mesure de débit faites par temps sec pour différentes journées, si possibles en différentes saisons ;
2. caler les pertes initiales en recherchant la plus petite pluie qui génère un écoulement ;
3. caler les paramètres des fonctions de production des sous-bassins versants (en utilisant le volume total comme critère) ;
4. caler les paramètres des fonctions de transfert des sous-bassins versants (et éventuellement des fonctions de transfert en réseau) en utilisant comme critère soit le débit de pointe, soit un critère de ressemblance des hydrogrammes ;
5. caler les modèles des déversoirs d'orage en recherchant la plus petite pluie qui provoque un déversement ;
6. caler les fonctions de production de la pollution (sans remettre en cause les volumes d'eau et en utilisant la masse de pollution comme critère, ce qui revient à caler sur les concentrations) ;
7. caler les fonctions de transfert de la pollution en utilisant comme critère soit le débit massique de pointe, soit la concentration maximum, soit un critère de ressemblance des pollutogrammes.

En toute rigueur, à chacune de ses étapes, le calage doit être effectué en utilisant seulement une partie des données disponibles (environ la moitié). La deuxième partie, non utilisée pour le calage, sera utilisée pour la validation du modèle (évaluation des erreurs et incertitudes résiduelles).

Un bon test sur l'adéquation des modèles utilisés consiste à comparer les valeurs des écarts obtenus sur l'échantillon de validation avec les écarts obtenus sur l'échantillon de calage. Si les écarts sont du même ordre de grandeur, on peut considérer que les modèles ont été bien choisis et représentent correctement les phénomènes étudiés. Si les écarts sont plus importants pour l'échantillon de validation que pour l'échantillon de calage, on peut suspecter que la qualité du calage est purement accidentelle et résulte d'une coïncidence, mais que les modèles sont cependant mal adaptés.

8.3.10.4.3 Conclusion générale sur la méthode

Un calage optimal n'a de sens que si l'on est capable d'effectuer des mesures de bonne qualité, réparties sur la totalité du domaine de variation des différentes variables expliquantes. Dans le cas contraire le calage risque de donner un sentiment de sécurité illusoire du fait qu'il repose sur des outils mathématiques élaborés.

D'une façon générale, il est préférable de choisir des modèles simples comportant peu de paramètres et d'associer au calage proprement dit une étude de sensibilité du modèle. Cette dernière peut, par exemple, consister à faire varier la valeur attribuée à chaque variable expliquante à l'intérieur de son domaine d'incertitude (pour les valeurs retenues pour les paramètres) et à analyser la variabilité de la grandeur expliquée.

8.4 Bibliographie plus spécifique au chapitre 8

(voir la bibliographie [générale](#) à la fin de l'ouvrage)

ATV (1986).

Die Berechnung des Oberflächenabflusses in Kanalnetzmodellen. Teil 1 : Abflussbildung-Arbeitsbericht der ATV-Arbeitsgruppe 1.2.6.

Korrespondenz Abwasser, 2, p. 157-162.

Bertrand-Krajewski (coord.), Barraud, Alfakih, (2001).

Cours d'Hydrologie Urbaine.

DEA "Génie Civil", école doctorale "MEGA", INSA Lyon, Laboratoire URGC Hydrologie Urbaine,.

Breuil, (1987).

TERESA, notice d'analyse.

Service Technique de l'Urbanisme, Paris 77 p.

Caquot A., (20 octobre 1941).

Ecoulement des eaux pluviales.

Compte Rendu à l'Académie des Sciences de Paris,.

Chocat & Seguin, (1986).

Méthodes d'évaluation de l'imperméabilisation.

STU, Paris 49p. + annexes.

Chocat, (1978).

Un modèle de simulation des écoulements dans les réseaux d'assainissement pluvial.

Thèse Docteur ingénieur, INSA Lyon, 304p.

Chocat, (1994).

Détermination automatique des bassins versants dans GESICA. Rapport d'analyse.
Rapport de recherche Communauté urbaine de Lyon, INSA Lyon.

Chocat, (2001a).

Calcul simplifié des composantes annuelles et événementielles des apports d'eaux parasites.

Rapport de recherche, INSA Lyon, 7p.

Chocat (2001b).

Méthode simplifiée de reconstitution d'un pollutogramme à partir de la valeur de concentration événementielle moyenne et de l'hydrogramme.

Rapport de recherche Insa, 4p.

Chocat, Seguin, Thibault (1982).

Sciences et techniques de l'assainissement.

Editions C.N.F.P.T., tomes 1 et 2, 320p.

Chocat, Thibault, Bouyat (1981).

Etude comparative des résultats fournis par la méthode de Caquot et le modèle du réservoir linéaire.

TSM l'eau, n°7, p. 417-424.

Chow (1959, 1964).

Open Channel Hydraulics.

Editions Mc Graw Hill, New-York.

Coste & Loudet (1987, 1991).

Guide de l'assainissement en milieu urbain et rural.

Editions du Moniteur, Paris, tome 1, 240p.

Cunge (1969).

Au sujet d'une méthode de propagation de crue.

Jour. of Hydraulics Research, 7, p. 205-230.

Debevoise (1988).

The application of the unit hydrograph technique to open channel flow data.
JWPCF, 60(2), p. 227-236.

Desbordes & Raous (1976).

Un exemple de l'intérêt des études de sensibilité des modèles hydrologiques.

La Houille Blanche, 1, p. 37-43.

Desbordes & Raous (1980).

Fondements de l'élaboration d'une pluie de projet urbaine : méthodes d'analyse et application à la station de Montpellier Bel Air.

La météorologie, 20-21, p. 317- 326.

Desbordes (1974).

Réflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement.

thèse Docteur ingénieur, Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier, 171p.

Desbordes (1976).

Extension du modèle de Caquot aux bassins versants hétérogènes.

Techniques et Sciences Municipales - l'eau , 5, p. 223-229.

Desbordes (1984).

Modèle de Caquot : révision de la correction des débits de pointe en fonction de l'allongement des bassins.

TSM l'eau, 79, p. 381-385.

Desbordes (1987).

Contribution à l'analyse et à la modélisation des mécanismes hydrologiques en milieu urbain.

Thèse d'état, université de Montpellier, 242p.

Deutsch (dir.) *et al.* (1989).

Mémento sur l'évacuation des eaux pluviales.

La Documentation Française, Paris, 349p.

Dooge (1955)

Discussion on O'Kelly paper.

Inst Civil Engin. of Ireland, proc. 4(3).

Dooge (1973).

Linear theory of hydrologic systems.

US Department of Agriculture, Tech. Bul. n°1468, Washington DC, USA, 327p.

Driver, Troutman (1989).

Regression models for estimating urban storm runoff quality and quantity in the United States.

Journal of Hydrology, p. 109(3/4), 221-236.

Eaton (1954).

The derivation and synthesis of the unit hydrograph when rainfall records are inadequate.

Inst. Engin. Australian journal 26, p. 239-243.

Figlus (1986).

Transfer function for sewer systems based on a hydrologic model.

In "Proceedings of the International Symposium on Comparison of urban drainage models with real catchment data (UDM 86)", Dubrovnik, Yugoslavia. Oxford (UK), Pergamon Press, C. Maksimovic and M. Radojkovic editors, 8-11 April 1986, p. 239-250. ISBN 0080325580.

Gill (1978).

Flood routing by the Muskingum method.

Journal of Hydrology, 36, p. 353-363.

Grisollet (1948).

Etude des averses orageuses de la région parisienne, envisagées au point de vue de leur évacuation par les ouvrages d'assainissement.

La météorologie, 4 (11), p.175-195.

Harms, Verworn (1984).

HYSTEM : ein hydrologisches Stadtentwässerungsmodell - Teil 1 : Modellbeschreibung.

Korrespondenz Abwasser, 2, p. 112-117.

Hémain (1986).

Guide de construction et d'utilisation des pluies de projet.

Service Technique de l'Urbanisme, Paris, 64p.

Johnston, Bell, Wheeler (1984).

Laboratory simulation of urban runoff process.

Proceedings of the 3rd International Conference on Urban Storm Drainage, Göteborg, Sweden, 4-8 June 1984, 1, p. 233-244.

Johnstone & Cross (1949).

Element of applied hydrology.

Ed. Mc Graw Hill, New York, 176p.

Jovanovic (1986).

Hydrologic approaches in urban drainage system modelling.

In "Proceedings of the International Symposium on Comparison of urban drainage models with real catchment data (UDM 86)". Dubrovnik, Yugoslavia. Oxford (UK), Pergamon Press, C. Maksimovic and M. Radojkovic editors, 8-11 April 1986, p.185-208. ISBN 0080325580.

Kaufmann, Kroedel, Link (1988).

SASUM : ein neues Arbeitshilfsmittel für die Planung und Projektierung der Siedlungsentwässerung.

GWA, 11, p. 608-616.

Keiffer & Chu (1957).

Synthetic storm pattern for drainage design.

Jour. of Hydraulics div., proc. ASCE, 83(HY4), p. 1-25.

Kidd (1978).

Rainfall runoff process over urban surfaces.

Wallingford Institute of hydrology. Report 53, 84p.

Koch (1954, 1967).

Les réseaux d'égouts.

Editions Dunod, Paris.

Koussis (1978).

Theoretical estimations of flood routing parameters.

Journal of the Hydraulics Division, 104(1), p. 109-115.

Koussis (1980).

Comparison of Muskingum method difference schemes.

Journal of the Hydraulics Division, 106(5), p. 925-929.

Kovacs (1988).

Modèles de simulation des écoulements transitoires en réseaux d'assainissement.
Thèse de Docteur ingénieur, ENPC Paris, 183p.

Laurent (1972).

Approximation et optimisation,

Coll. de la direction des études et recherches d'électricité de France. Editions Eyrolles, Paris, 450p.

Linsley , Kohler , Paulhus (1975).

Hydrology for engineers.

Mac Graw-Hill books company, second Ed., 478p.

Mac Carthy (1940).

Engineering construction : flood control.

The engineering school, Fort Belvoir, Virginia, USA.

Meyer (1941).

Simplified flood routing.

Civil engeneering 11(5), p. 306-307.

Ministère de l'intérieur, Ministère de la culture et de l'environnement, Ministère de l'équipement et de l'aménagement du territoire, Ministère de l'agriculture, Ministère de la santé et de la sécurité sociale (1977).

Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations

Circulaire n° 77.284/INT. Imprimerie nationale, Paris, 62p + annexes.

Ministère de la reconstruction et de l'urbanisme (1949).

Instruction technique relative à l'assainissement des agglomérations.

CG 1333. Imprimerie nationale, Paris, 1949.

Mitci (1974).

Sur une nouvelle méthode de calcul des débits d'orage et des hydrogrammes de ruissellement dans les bassins de drainage urbain.

TSM, 2, p. 59-74.

Mitci (1978).

La méthode des hydrogrammes appliquée au drainage urbain.

TSM, 7, p. 397-404.

Nash (1958).

The form of the instantaneous unit hydrograph.

Intern. Assoc. Sci. Hydrol. Pub. 42(3), p. 114-118.

Normand (1976).

Hydrologie urbaine et petits bassins versants urbanisés.

L'hydrologie et l'ingénieur, session de perfectionnement pour ingénieurs, ENSH, Grenoble.

O'Kelly (1955).

The employment of unit graph to determine the flows of Irish arterial drainage channel.

Inst Civil Engin. of Ireland, 4(3), p. 365-412.

O'Loughin, Huber, Chocat (1996).

Rainfall-runoff processes and modelling.

Jour. of hydraulic research, 34(6) p. 733-752.

Perumal M. (1989).

Unification of Muskingum difference schemes.

Journal of Hydraulic Engineering, 115(4), p. 536-543.

Prigogine & Stengers (1986).

La nouvelle alliance, métamorphose de la science.

Editions Gallimard, Paris, 2ème édition.

Rao, Delleur, Sarma (1972).

Conceptual hydrologic models for urbanizing basins.

Jour. of the hydraulics division, ASCE, 98(HY7), p. 1205-1220.

Réméniéras (1972, 1976).

L'hydrologie de l'ingénieur.

Editions Eyrolles, Paris, 251p.

Reynier (1978).

Étude d'un modèle hydrologique urbain.

Rapport de DEA, INSA de Lyon.

Roche (1971, 1986).

Dictionnaire français d'hydrologie de surface.

Editions Masson, Paris.

Rodriguez (1999).

Intérêt des banques de données urbaines pour l'hydrologie. Détermination des fonctions de transfert de bassins versants urbains.

Thèse de doctorat, INPG Grenoble, 200p.

Roux (1996).

Analyse des précipitations en hydrologie urbaine. Exemple de la Seine St Denis.

Thèse de doctorat, ENPC Paris, 290p.

Roy (1985).

Méthodologie multicritère d'aide à la décision.

Editions Economica, Paris.

Semsar (1995).

Mise au point d'une méthodologie d'évaluation et de comparaison des modèles de simulation hydrauliques des réseaux d'assainissement.

Thèse de doctorat, INSA de Lyon, n°95 ISAL0025, 272p.

Servat (1987).

Contribution à l'étude de la pollution du ruissellement pluvial urbain.

Thèse de doctorat, Université des Sciences et Techniques du Languedoc, spécialité génie civil-aménagement, 136p. + annexes.

Sherman (1932).

The relation of hydrographs of runoff to size and character of drainage basins.
Amer. Geophy. Union. Trans., 13, p. 332-339.

Sogreah (1986).

Prise en compte des points singuliers dans la simulation des écoulements en réseau d'assainissement.

Rapport Plan urbain, programme prioritaire de recherche innovation "urbanisme et technologie de l'habitat", 176p.

Streeter & Phelps (1925).

A study of the pollution and the natural purification of the Ohio river.

Public Health Bulletin, 146.

Terstriep & Stall (1969).

Urban runoff by road research laboratory method.

Jour. of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 95, HY6, p. 1899-1883.

Thibault (1987).

Modélisation morphofonctionnelle des réseaux d'assainissement à l'aide du concept de dimension fractale.

Thèse Docteur d'état, INSA. Lyon, 303p.

Tholin & Keifer (1959).

The hydrology of urban runoff.

Jour. of the Sanitary Engineering division, Proc. ASCE, 85(2), p. 47-106.

Walliser (1977).

Systèmes et modèles.

Editions du Seuil, Paris.



Chapitre 9: Métrologie de l'assainissement

Table des matières du chapitre 9

Introduction	415
9.1 Mesures dans les systèmes d'assainissement	416
9.1.1 Mesures aux en station d'épuration	417
9.1.1.2 Obligations contractuelles :	417
9.1.1.3 Mesure quantitative :	417
9.1.1.4 Mesure qualitative :	418
9.1.1.4.1 En entrée : _____	418
9.1.1.4.2 Dans la station _____	418
9.1.1.4.3 En sortie : _____	418
9.1.2 Mesures aux déversoirs d'orage et en section courante du réseau	420
9.1.2.1 Le contexte réglementaire :	420
9.1.2.2 Mesure quantitative :	421
9.1.2.2.1 En cas d'absence d'influence aval dans l'écoulement: __	421
9.1.2.2.2 En cas de risque d'influence aval fréquent: _____	421
9.1.2.3 Mesure qualitative :	422
9.1.2.3.1 Mesure permanente: _____	422
9.1.2.3.2 Mesure temporaire: _____	422
9.2 Techniques de mesure en continu des débits	424
9.2.1 Mesure d'une hauteur d'eau par limnimètre et transformation en débit par une courbe d'étalonnage $Q=f(h)$	426
9.2.1.1 Principe de mesure	426
9.2.1.2 Conditions d'utilisation	426
9.2.1.2.1 Relation univoque hauteur/débit _____	426
9.2.1.2.2 Écoulements _____	426
9.2.1.2.3 Construction de la courbe hauteur/débit _____	427
9.2.1.2.4 Choix d'un site de mesure _____	430
9.2.1.2.5 Capteurs disponibles _____	430
9.2.1.2.6 Conclusion : _____	430
9.2.2 Vélocimétrie	431
9.2.2.1 Principe de mesure :	431
9.2.2.2 Conditions d'utilisation :	431
9.2.2.3 Transformation de la vitesse mesurée v en vitesse moyenne V	432
9.2.2.4 Choix d'un site de mesure	433
9.2.2.4.1 Critère fondamental _____	433
9.2.2.4.2 Critères complémentaires _____	433
9.2.2.5 Capteurs disponibles	433
9.2.2.6 Conclusion :	433

9.3	Matériel de mesure des débits par limnimétrie	435
9.3.1	Limnimètre à ultrasons aérien	435
9.3.1.1	Principe de mesure	435
9.3.1.2	Mode de fonctionnement des capteurs	436
9.3.1.3	Conditions générales d'utilisation	436
9.3.1.3.1	Implantation de la sonde _____	436
9.3.1.3.2	Exemples d'utilisation: _____	436
9.3.1.3.3	Éléments de coût : _____	436
9.3.1.4	Recommandations pratiques	436
9.3.1.5	Limites d'application	436
9.3.2	Limnimètre à ultrasons immergé	438
9.3.2.1	Principe de mesure	438
9.3.2.2	Mode de fonctionnement des capteurs	438
9.3.2.3	Conditions générales d'utilisation	438
9.3.2.3.1	Implantation de la sonde _____	438
9.3.2.3.2	Exemples d'utilisation _____	438
9.3.2.3.3	Éléments de coût : _____	438
9.3.2.4	Recommandations pratiques	438
9.3.2.5	Limites d'application	439
9.3.3	Limnimètre bulle à bulle	440
9.3.3.1	Principe de mesure	440
9.3.3.2	Mode de fonctionnement des capteurs:	440
9.3.3.3	Conditions générales d'utilisation	440
9.3.3.3.1	Implantation de la sonde _____	440
9.3.3.3.2	Exemples d'utilisation _____	440
9.3.3.3.3	Éléments de coût : _____	440
9.3.3.4	Recommandations pratiques	440
9.3.3.5	Limites d'application	441
9.3.4	Capteur piézo-résistif	442
9.3.4.1	Principe de mesure	442
9.3.4.2	Mode de fonctionnement des capteurs	442
9.3.4.3	Conditions générales d'utilisation	442
9.3.4.3.1	Implantation de la sonde _____	442
9.3.4.3.2	Exemples d'utilisation _____	443
9.3.4.3.3	Éléments de coût : _____	443
9.3.4.4	Recommandations pratiques	443
9.3.4.5	Limites d'application	443
9.3.5	Appareil à ultrasons et effet Doppler	444
9.3.5.1	Principe de mesure	444
9.3.5.2	Mode de fonctionnement des capteurs	444
9.3.5.3	Conditions générales d'utilisation	445
9.3.5.3.1	Implantation de la sonde _____	445
9.3.5.3.2	Exemples d'utilisation _____	446
9.3.5.3.3	Éléments de coût : _____	446

9.3.5.4	Recommandations pratiques :	446
9.3.5.5	Limites d'application	447
9.3.6	Appareil à ultrasons et temps de transit (corde de vitesse)	448
9.3.6.1	Principe de mesure	448
9.3.6.2	Mode de fonctionnement des capteurs	448
9.3.6.3	Conditions générales d'utilisation	449
9.3.6.3.1	Implantation des sondes _____	449
9.3.6.3.2	Exemples d'utilisation _____	449
9.3.6.3.3	Éléments de coût : _____	449
9.3.6.4	Recommandations pratiques	449
9.3.6.5	Limites d'application	449
9.3.7	Appareil à effet électromagnétique	450
9.3.7.1	Principe de mesure	450
9.3.7.2	Mode de fonctionnement des capteurs	450
9.3.7.3	Conditions générales d'utilisation	450
9.3.7.3.1	Choix du type d'appareil _____	450
9.3.7.3.2	Exemples d'utilisation _____	451
9.3.7.3.3	Éléments de coût _____	451
9.3.7.4	Recommandations pratiques :	451
9.3.7.5	Limites d'application :	451
9.4	Mesure qualitative	453
9.4.1	Préleveur échantillonneur	456
9.4.1.1	Principe de mesure	456
9.4.1.2	Mode de fonctionnement de l'appareil	456
9.4.1.3	Usages	456
9.4.1.4	Conditions générales d'utilisation	459
9.4.1.4.1	Prélèvement des échantillons : _____	459
9.4.1.4.2	Conservation des échantillons : _____	460
9.4.1.4.3	Éléments de cout et maintenance _____	460
9.4.1.5	Recommandations pratiques	460
9.4.1.6	Limites d'application :	460
9.4.1.6.1	Variabilité temporelle des effluents _____	460
9.4.1.6.2	Représentativité des effluents _____	460
9.4.2	Turbidimètre	462
9.4.2.1	Principe de mesure	462
9.4.2.2	Mode de fonctionnement de l'appareil	463
9.4.2.3	Conditions générales d'utilisation	463
9.4.2.3.1	Usages _____	463
9.4.2.3.2	Mise en service : _____	463
9.4.2.3.3	Éléments de cout et maintenance _____	463
9.4.2.4	Recommandations pratiques	464
9.4.2.5	Limites d'application	464
9.4.3	Capteurs spécifiques	465
9.4.3.1	Principes de mesure	465

9.4.3.2	Mode de fonctionnement des appareils	465
9.4.3.3	Usages	465
9.4.3.4	Éléments de cout et maintenance	465
9.4.3.5	Recommandations pratiques	465
9.4.3.6	Limites d'application	465
9.4.3.6.1	Mesures de paramètres globaux	465
9.4.3.6.2	Mesures de paramètres spécifiques	466
9.5	La chaine de mesure	468
9.5.1	Les éléments	468
9.5.2	Les objectifs	468
9.5.2.1	Premier niveau	468
9.5.2.2	Second niveau	469
9.5.3	Critères de choix	470
9.5.4	Validation , critique et gestion des données	470
9.6	Exemples	472
9.6.1	Autosurveillance d'une petite station	472
9.6.1.1	Objectifs	472
9.6.1.2	Mesure des débits	472
9.6.1.3	Mesure des concentrations de pollution	473
9.6.1.4	Mode de fonctionnement	473
9.6.1.5	Raisons du choix	474
9.6.1.6	Autres options	474
9.6.2	Autosurveillance d'un déversoir d'orage	475
9.6.2.1	Objectifs	475
9.6.2.2	Mesure des débits	475
9.6.2.3	Mesure des flux de pollution	476
9.6.2.4	Conception de l'installation	476
9.6.2.5	Exemple de mise en œuvre du préleveur	477
9.6.2.5.1	Présentation du mode de programmation du préleveur 24 flacons	477
9.6.2.5.2	Programmation du préleveur	477
9.6.2.5.3	Justification des choix	478
9.6.2.5.4	Autres options	478
9.6.2.5.5	Contraintes et limites d'application	478
9.6.3	Estimation des flux polluants à un déversoir d'orage	480
9.6.3.1	Objectifs	480
9.6.3.2	Estimation des débits rejetés	480
9.6.3.2.1	Par modélisation calée par la limnimétrie	480
9.6.3.2.2	Par limnimétrie seule	480
9.6.3.3	Estimation des périodes de déversement	481
9.6.3.4	Mesure des flux de pollution	481
9.6.3.5	Raisons du choix	481
9.6.3.6	Contraintes et limites d'application	481

Introduction au chapitre 9

La connaissance des conditions de fonctionnement des systèmes d'assainissement par temps sec et par temps de pluie répond à plusieurs objectifs :

- sur le court terme, optimiser la gestion des systèmes d'assainissement existants par un diagnostic permanent pour réduire globalement les flux de pollution déversés;
- à moyen et long terme, utiliser des informations sur le milieu naturel et sur le fonctionnement du système d'assainissement, notamment par le calage des modèles, pour programmer l'évolution de ce système d'assainissement, en particulier en ce qui concerne le niveau de traitement des pollutions de temps de pluie, en intégrant le ratio efficacité/coût et des objectifs pour l'amélioration de l'état du milieu récepteur;
- répondre aux obligations réglementaires en matière d'autosurveillance. Les textes relatifs à l'assainissement urbain issus de la directive européenne de mai 1991 et de la loi sur l'eau de janvier 1992 font obligation aux maîtres d'ouvrage d'optimiser la gestion de leur système d'assainissement en minimisant les quantités de pollution déversées au milieu naturel.

Par temps sec, c'est le suivi des stations d'épuration dans le cadre de l'autosurveillance, complété par les missions des SATESE et des services de police de l'eau.

Par temps de pluie, il convient d'y ajouter la surveillance des principaux déversoirs d'orage et des éventuels ouvrages délocalisés de traitement de la pollution (décanteurs, etc...). Les conditions générales de rejets des systèmes d'assainissement, avec notamment la prise en compte de pluies de référence.

L'autosurveillance réglementaire s'intéresse essentiellement à ce que le système d'assainissement rejette au milieu naturel.

La mesure [en continu](#) est nécessaire pour connaître le fonctionnement global du système d'assainissement, sa réactivité face aux diverses situations pluviométriques et hydrologiques. D'où viennent les débits ? comment se propagent-ils ? qu'est-ce qui est déversé et qu'est-ce qui est épuré ?

La métrologie doit être au service de l'usage qu'on en attend. C'est pourquoi il est essentiel de bien poser les attentes préalablement à toute démarche visant à mettre en place des équipements métrologiques.

Pourquoi mesurer ? Comment mesurer ? Quels sont les investissements et les coûts induits pour pérenniser l'installation et garantir la qualité des résultats. Comment assurer la validation, l'exploitation et l'utilisation des données collectées ?

Ce type de démarche coûte cher en investissement et plus encore en maintenance. Les phases de démarrage sont souvent problématiques. Cela exige des moyens financiers et humains, de la rigueur et de la persévérance.

Avant de s'engager dans l'opération, le maître d'ouvrage doit impérativement connaître et accepter tous ces éléments, qui sont une condition de réussite. L'intérêt doit lui en être démontré.

9.1 Mesures dans les systèmes d'assainissement

Le système d'assainissement comprend:

- Une station d'épuration (voir 9.1.1)
- Un réseau de collecte (voir 9.1.2)
- Des déversoirs d'orage (voir 9.1.2)
- Des ouvrages délocalisés de traitement de la pollution de temps de pluie (pour les ouvrages sur réseaux unitaires, voir 9.1.1). Pour le pluvial strict, la problématique de mesure est identique à, celle des ouvrages sur réseau unitaire.

Les objectifs de la mesure en continu sont:

- Le contrôle du bon fonctionnement des ouvrages d'épuration
- Le respect des exigences réglementaires et contractuelles.
- La connaissance du fonctionnement du système d'assainissement pour optimiser la gestion des ouvrages existants et réduire les flux déversés (diagnostic permanent).
- L'aide à la définition d'une stratégie pour faire évoluer l'assainissement de l'agglomération (traitement des eaux de temps de pluie en particulier).

Rappel du contexte réglementaire :

Il est issu de la loi sur l'eau et de ses textes d'application:

- Décret du 3 juin 1994 relatif à la collecte et au traitement des eaux usées
- Arrêtés techniques du 22 décembre 1994 relatif à la surveillance des ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées.
- Recommandations du 12 mai 1995 pour l'application du décret du 3 juin 94 et des arrêtés du 22/12/94.
- Arrêté du 21 juin 1996 pour les petites stations d'épuration.
- Circulaire du 6 novembre 2000 relative à la surveillance des ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées.

Auquel il faut ajouter la possibilité de contraintes spécifiques mentionnées dans l'arrêté d'autorisation au titre de la loi sur l'eau, notamment dans le cas de milieux récepteurs fragiles ou d'usages de l'eau particuliers à l'aval.

Et aussi, le cas échéant, des obligations contractuelles : par exemple, la conformité avec des objectifs définis par les agences de l'eau en ce qui concerne le suivi des performances des systèmes d'assainissement. Ces exigences peuvent être différentes des strictes contraintes réglementaires.

9.1.1 Mesures en station d'épuration

La conception, la réalisation et éventuellement l'exploitation du système de mesure sont effectuées selon les cas par le gestionnaire du service d'assainissement, ou confiées à un exploitant, ou un bureau d'étude externe, ayant des compétences et des moyens techniques pour concevoir et installer le système de mesure. Le plus souvent, c'est l'exploitant de la station d'épuration qui va assurer la collecte, le stockage, la validation et l'exploitation des données, nécessaires à la bonne gestion des ouvrages. La maintenance des capteurs sera réalisée selon les cas par l'exploitant des ouvrages épuratoires ou le prestataire de service.

9.1.1.1 Obligations réglementaires

Référence principale : Arrêté du 22/12/94 relatif à l'autosurveillance (et arrêté du 21 juin 1996 pour les petites stations d'épuration).

Trois classes de stations de traitement sont différenciées au moyen de la charge brute de pollution reçue par jour évaluée en DBO5 :

- Stations les plus importantes (flux > 600kg/jour soit 10.000 eq hab): Mesure des débits en continu et prélèvements asservis au débit en entrée et sortie
- Stations de taille moyenne (flux entre 120 et 600kg/jour soit entre 2.000 et 10.000 eq hab): Mesure des débits en continu en sortie et prélèvements asservis au débit en entrée et sortie
- Petites stations (flux < 120kg/jour soit moins de 2.000 eq hab): Pas de contrainte globale en matière de suivi, hors cas particulier (milieu récepteur fragile). Il est souhaitable de prévoir un dispositif de mesure du débit en sortie (seuil à fond plat par exemple).

9.1.1.2 Obligations contractuelles :

Par exemple, conformité avec des objectifs définis par les agences de l'eau en ce qui concerne le suivi des performances de la station d'épuration. Ces exigences peuvent être différentes des strictes contraintes réglementaires de l'autosurveillance.

Ces éléments permettent de calculer les primes ou les pénalités applicables au maître d'ouvrage par rapport à des objectifs prédéfinis.

9.1.1.3 Mesure quantitative :

Les contraintes liées aux conditions de mesure sont à prendre en compte lors de la conception d'ouvrages neufs ou de la réhabilitation d'ouvrages anciens. Les recommandations qui suivent sont adaptées aux configurations usuelles.

Pour les cas particuliers, une étude spécifique est recommandée. Le choix de la technologie de mesure découlera d'une analyse multicritères qui dépassera la simple notion de prix d'investissement et de précision de la mesure pour aborder aussi la maintenance, la fiabilité et les coûts globaux de fonctionnement.

- *Mesure de débit en entrée* : toute technique simple adaptée à la configuration du site au niveau de l'arrivée des effluents (limnimétrie, débit des pompes ou des vis de relevage, etc.).

- *Mesure de débit en sortie* : dispositif de mesure pré-étalonné à fond plat (canal Venturi ou équivalent et mesure de la hauteur par ultrasons aériens).
- *Équipement des by-pass sur la station* : limnimétrie avec dispositif de mesure pré-étalonné ou utilisation d'une courbe hauteur-débit locale construite pour l'orifice ou le canal de rejet.

9.1.1.4 Mesure qualitative :

9.1.1.4.1 En entrée :

Préleveur permettant de confectionner un échantillon moyen journalier. Un double des échantillons prélevés doit être conservé au froid pendant 24h en vue d'une analyse éventuelle. Ce type de dispositif peut être mobile sur les petites stations.

Objectifs : Connaître ce qui entre dans la station et calcul de rendement entrée /sortie.

Difficultés : Obtenir un échantillon moyen représentatif de l'effluent brut qui est non homogène (fraction décantable importante).

Attention, l'effluent est très chargé, il est donc difficile de confectionner un échantillon moyen représentatif. Il faut choisir une zone de brassage. Prélever au-dessus du fond (tiers de la hauteur minimale à partir du bas par exemple). Un prélèvement sans crépine permet de diminuer le risque de ségrégation des particules (la crépine peut jouer le rôle d'un filtre). L'absence de crépine peut être la cause de bouchages du tuyau d'aspiration par des flottants. Le cycle de purge du préleveur pour nettoyer le tuyau d'aspiration est très important.

Sur les gros ouvrages il est recommandé de compléter cet équipement par des sondes de mesure en continu, utiles à l'exploitant pour optimiser la gestion de la station (en règle générale, l'exploitant installe et gère lui-même ces sondes qui sont destinées à son usage). Ces sondes permettent de fournir en temps réel (ou très légèrement différé) des informations qui vont permettre d'optimiser la gestion de la station d'épuration. Par exemple évaluer les flux de matières organiques à traiter par la mesure en semi-continu du carbone organique ou bien détecter la présence de substances toxiques pouvant mettre en péril la flore bactérienne de la station biologique dans les effluents par un test de toxicité globale ou des sondes spécifiques adaptées aux risques potentiels.

9.1.1.4.2 Dans la station

Aux différentes étapes du dispositif épuratoire:

Sondes de mesure en continu (potentiel redox, oxygène dissous, dosage de sels métalliques pour la déphosphatation physico-chimique, etc.).

Objectifs : Optimiser la gestion de l'épuration des effluents.

Difficultés : Réagir à la variabilité (caractéristiques physico-chimiques et débits).

9.1.1.4.3 En sortie :

L'objectif principal est la mesure des concentrations des paramètres de la pollution dans les rejets épurés pour vérifier la conformité à l'autorisation de rejet (concentrations, flux, rendements épuratoires) et au cahier des charges des l'exploitant. Ces données sont aussi utiles pour permettre à l'exploitant des ouvrages d'optimiser les traitements épuratoires.



Les effluents épurés sont homogènes, il est plus facile de confectionner un échantillon moyen représentatif. La mesure en continu présente peu d'intérêt, puisque le traitement est achevé.

Seuls les prélèvements analysés en laboratoire ont valeur de constat. En 2001, la mesure en continu n'est pas opposable via des normes ou des textes réglementaires, bien qu'une évolution soit souhaitable.

Toutefois, si les parties concernées (maître d'ouvrage, agence de l'eau, exploitant et service de police de l'eau) l'acceptent, les mesures alternatives peuvent être utilisées pour des constats ou des bilans.

MESURES EN STATION D'ÉPURATION	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p style="color: green;">Surveillance facile, personnel disponible et sur place.</p> <p style="color: green;">Site protégé du vandalisme, accès rapide, confort d'utilisation.</p> <p style="color: green;">Emplacement de mesures en principe prévus dès la conception.</p>	<p style="color: red;">Obtenir un échantillon moyen représentatif en entrée.</p> <p style="color: red;">Mesure des débits et prélèvements pas toujours facile en entrée</p>

9.1.2 Mesures aux déversoirs d'orage et en section courante du réseau

La conception, la réalisation et éventuellement l'exploitation du système de mesure sont réalisées par le gestionnaire du service d'assainissement ou confiées à un exploitant ou un bureau d'étude externe, ayant des compétences et des moyens techniques dans le domaine de la mesure. Il peut réaliser tout ou partie des prestations suivantes : installer, gérer et assurer la maintenance des capteurs ainsi que la collecte, le stockage, la validation et le cas échéant l'exploitation des données. L'exploitant de la station d'épuration et/ou du système de collecte est le principal utilisateur de la mesure permanente transmise en temps réel.

Déversement
de temps de
pluie en
réseau
unitaire.
Ecoulement
quasi
laminaire



On peut y avoir recours pour des prestations diverses :

Mesures temporaires : diagnostic de temps sec et de temps de pluie, équipements provisoires en déversoirs d'orage pour quantifier des volumes et des flux de pollution, construire ou vérifier les courbes hauteur/débit, étalonnage de matériel en place, etc

Mesures permanentes : Conception des équipements et de la chaîne de mesure à mettre en place dans le déversoir, réalisation des travaux et implantation du matériel, exploitation des données, maintenance, etc

Le prestataire de service peut réaliser tout ou partie de ces différentes tâches. Il est bien sûr possible d'avoir plusieurs types d'intervenants pour ces missions (conception, réalisation, exploitation). Attention, les objectifs affectés à ce type de démarche devront être particulièrement ciblés dès le départ car les coûts sont élevés (prix du matériel, conditions de travail en réseau, maintenance, validation et exploitation des résultats, etc.).

9.1.2.1 Le contexte réglementaire :

Sur le plan réglementaire, il est demandé de mesurer ou d'évaluer ce qui est déversé au milieu naturel. Ce type de démarche est nécessaire mais insuffisant pour comprendre le fonctionnement global des réseaux d'assainissement et dans certains cas en assurer la gestion en temps réel. Par exemple, l'évaluation des débits déversés doit autant que possible être complétée par des informations sur les débits collectés et leur propagation dans le réseau.

Référence principale : Arrêté du 22/12/94 relatif à l'autosurveillance

Trois classes de déversoirs sont différenciées au moyen de la charge brute de pollution organique (DBO5) collectée par le tronçon de réseau où l'ouvrage est implanté

D.O. les plus importants (flux > 600kg/jour soit environ 10.000 eq hab):

Mesure des débits en continu et estimation des flux déversés en MES et DCO

D.O. intermédiaires (flux entre 120 et 600kg/jour soit entre 2.000 et 10.000 eq hab): Estimation des périodes de déversement et des débits rejetés

Petits D.O. (flux < 120kg/jour soit moins de 2.000 eq hab): Pas de contrainte générale en matière de suivi, hors cas particulier (milieu récepteur fragile).

9.1.2.2 Mesure quantitative :

Rechercher systématiquement, voire créer des emplacements qui permettent d'utiliser la limnimétrie par ultrasons aériens (absence de contacts entre le capteur et les effluents, faible coût, fiabilité, maintenance réduite).

A défaut, s'orienter vers d'autres dispositifs de mesures qui vont nécessiter une maintenance plus importante.

9.1.2.2.1 En cas d'absence d'influence aval dans l'écoulement:

On aura recours à la limnimétrie (par ultrasons aériens sauf exception).

Contraintes hydrauliques : Emplacement des équipements à choisir par rapport à la configuration du site : Si possible tronçon rectiligne de section et pente constantes.

Plusieurs possibilités de choix s'offrent pour l'implantation de la station de mesure : Dans l'écoulement permanent du collecteur principal, au droit du seuil de déversement ou bien dans la conduite d'évacuation vers le milieu naturel.

Critères de choix : Caractéristiques hydrauliques (rechercher les meilleures conditions d'écoulement pour le site de mesure), objectifs de la mesure, accès, place disponible, risque de submersion du matériel, réseaux EDF et PTT, vandalisme, etc.

Attention, le site parfait n'existe pas. Trouver le moins mauvais compromis entre toutes les contraintes. Le plus souvent, les critères à privilégier sont la facilité de maintenance et la robustesse du matériel.

Le critère «coût d'investissement», usuellement utilisé pour faire les choix d'investissement est souvent à l'usage négligeable devant les coûts induits par l'utilisation du matériel (maintenance, étalonnage, traitement et exploitation des données).

Ne pas hésiter à reprendre le génie civil si nécessaire pour obtenir une mesure permanente fiable, économique et représentative (concept de la chambre de mesure, c'est à dire prendre en compte ce besoin lors des phases de conception).

9.1.2.2.2 En cas de risque d'influence aval fréquent:

En D.O. , plus de 10 % du temps de déversement : utiliser une technique de mesure à partir de la vélocimétrie.

En section courante : Le choix du type de matériel dépendra de l'utilisation de la mesure. Par exemple, il peut être parfois suffisant de savoir si le collecteur est en charge.

Accorder une priorité au critère d'accessibilité et de confort pour les agents de maintenance. Un vélocimètre immergé en permanence dans l'effluent nécessite de nombreuses interventions sur le matériel (de l'ordre d'une par semaine).

9.1.2.3 *Mesure qualitative :*

Forte variabilité des caractéristiques physico-chimiques des effluents pendant les déversements de temps de pluie. Ceci nécessite d'avoir recours à la mesure en continu (séquentiel à pas de temps réduit) ou à des prises d'échantillons par préleveurs multiflacons.

9.1.2.3.1 Mesure permanente:

Utilisation de la mesure optique (turbidimétrie) pour évaluer les concentrations en MES et DCO. La corrélation est à établir spécifiquement pour chaque site.

MESURE QUALITATIVE PERMANENTE EN RESEAU	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p>Matériel pouvant être fiable, robuste et autonettoyant.</p> <p>Résultats disponibles en temps réel (turbidimètre=outil de gestion des ouvrages de dépollution)</p> <p>Certains modèles admettent de longues périodes de non-fonctionnement sans subir de modification des performances.</p> <p>Absence de réactifs chimiques</p> <p>Coût d'investissement faible (5à 8 K€)</p>	<p>Maintenance régulière à prévoir (sur site et en laboratoire) pour nettoyage, réglage et étalonnage.</p> <p>Campagnes de mesure indispensables avec préleveur séquentiel multiflacons pour construire les courbes de corrélation turbidité/MES et turbidité/DCO <u>propres à chaque site.</u></p> <p>Si la mesure est permanente, il peut être nécessaire de distinguer temps sec et pluie.</p> <p>Coût global pouvant être élevé (campagnes de mesures de corrélation+maintenance)</p>

9.1.2.3.2 Mesure temporaire:

Matériel : Préleveur échantillonneur séquentiel multiflacons. Les prélèvements sont déclenchés par un signal extérieur qui correspond au début des déversements (contact sec au niveau du déversement ou hauteur d'eau mesurée par le limnimètre associé) ou à toute autre paramètre adapté à l'étude (dépassement d'une valeur seuil de débit ou de vitesse par exemple).

Utilisation du préleveur (+ mesure de débit) :

- Évaluer les flux déversés lors d'une pluie. Technique utilisable sur une courte période, de quelques jours à quelques mois pour analyser un certain nombre de déversements, associés à des types de pluie.
- Caler un modèle hydraulique qualitatif.

- Réaliser le cas échéant des analyses complémentaires sur les substances indésirables (micropolluants, métaux) ou les nutriments (azote ammoniacal, phosphore) ou tout autre paramètre spécifique.
- Construire ou vérifier les courbes de corrélation d'un turbidimètre. Au minimum 20 à 40 points, sur une large gamme de concentration permettent généralement d'établir une courbe de corrélation. Attention, les courbes de corrélation ne sont pas transposables d'un site à l'autre

MESURE QUALITATIVE TEMPORAIRE EN RESEAU AVEC PRELEVEUR ECHANTILLONNEUR	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p style="text-align: center;">Matériel fiable, robuste et mobile. S'installe dans un regard</p> <p style="text-align: center;">Programmation simple</p> <p style="text-align: center;">Coût d'investissement faible (4,6 K€)</p>	<p style="text-align: center;">Maintenance régulière à prévoir (si fonctionnement sur batterie, une visite par semaine)+nettoyage crépine dans le collecteur et entretien usuel.</p> <p style="text-align: center;">Intervention rapide sur site après chaque pluie à analyser (évolution rapide des concentrations à température ambiante).</p> <p style="text-align: center;">Coût global pouvant être élevé (maintenance y compris week-end+analyses)</p>

NB : Les éléments de coût donnés dans ces pages sont des ordres de grandeur établies en 2000. Leur valeur en euros a été arrondie après conversion.

9.2 Techniques de mesure en continu des débits

Conditions hydrauliques rencontrées:

- Écoulements à surface libre.
- Débits et vitesses variables comprises entre zéro et des valeurs très importantes (ratio de temps de pluie/ débit moyen temps sec de l'ordre de 100).
- Régime hydraulique variable sur une même station de mesure (fluvial, critique, torrentiel).
- Écoulements hétérogènes (remous, tourbillons, etc).
- Sites généralement non prévus pour la mesure (optimum : tronçon rectiligne de longueur supérieure à vingt fois le diamètre, pente longitudinale et section transversale constantes).

Conséquences :

- A l'exception des mesures en sortie de station d'épuration par des moyens adaptés aux gammes de débits rencontrées et dans le respect strict de condition de pose et de maintenance (précision < 5 %), l'incertitude que l'on peut attendre des mesures de débits dans les systèmes d'assainissement est élevée (20 à 30%, voire plus).
- Il est donc complètement inutile d'investir dans du matériel sophistiqué potentiellement très précis dans des conditions de laboratoire (< 1 %). L'incertitude du matériel de mesure n'est qu'un élément de l'incertitude globale sur la détermination du débit. A ce sujet, on rappelle **la règle des 5 M** présentée dans [Mesures en hydrologie urbaine et assainissement](#). Les sources principales d'incertitude dans le processus de mesure sont liées à la **Main d'œuvre** (personnel qualifié), au **Milieu** (conditions d'environnement, variations de température, submersion, etc.), à la **Méthode** (représentativité de ce qui est mesuré), à la **Matière mesurée** (caractéristiques fluctuantes) et au **Matériel de mesure** (incertitude et conditions d'utilisation).

Les différentes méthodes de mesure des débits :

4 méthodes différentes :

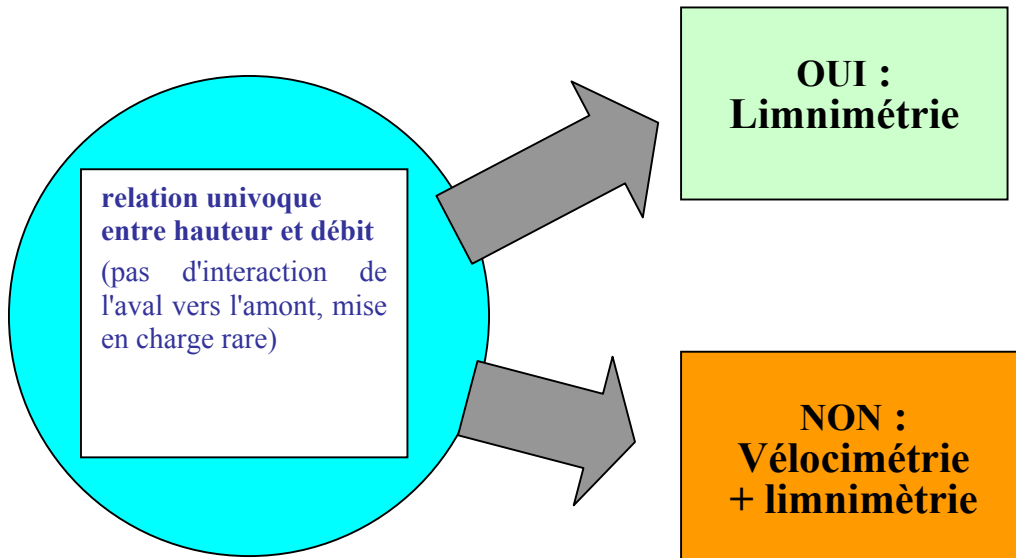
- *Mesure d'une hauteur d'eau* par un limnimètre et transformation en débit par utilisation d'une courbe d'étalonnage $Q=f(h)$ (voir 9.2.1.).
- *Mesure de vitesse* et de hauteur d'eau dans l'écoulement (voir 9.2.2.).
- *Dilution par un traceur chimique* (cité pour mémoire). Injection d'un traceur chimique à débit constant puis analyse des concentrations après mélange. Adapté aux campagnes de mesures ponctuelles pour des forts débits ou sur des sites peu accessibles.
- *Jaugeage volumétrique* (cité pour mémoire). Mesure du temps de remplissage d'un récipient de volume connu. Adapté aux campagnes de mesures ponctuelles pour de faibles débits

Critère de choix de la technique de mesure :

La *vélocimétrie* est une technique de mesure plus complexe et d'un coût global plus élevé que de la *limnimétrie*.

Pour les équipements permanents, préférer systématiquement la limnimétrie à la vélocimétrie lorsque les deux techniques sont envisageables.

Par contre, pour vérifier un dispositif existant, utiliser dans la mesure du possible une autre technologie que celle déjà en place.



9.2.1 Mesure d'une hauteur d'eau par limnimètre et transformation en débit par une courbe d'étalonnage $Q=f(h)$

9.2.1.1 Principe de mesure

Évaluer le débit Q à partir d'une mesure de hauteur d'eau h et de la **connaissance de la loi $Q = f(h)$** .

Sonde à ultrasons aériens à l'aval d'une lame déversante (collecteur principal au fond). La section et la pente sont homogènes. La sonde est suffisamment éloignée pour éviter les remous à l'aval du seuil



La mesure d'une hauteur d'eau à un instant t permet de déduire le débit instantané de l'écoulement à ce moment.

9.2.1.2 Conditions d'utilisation

9.2.1.2.1 Relation univoque hauteur/débit

Il est impératif d'avoir une **relation univoque** entre les vitesses d'écoulement et la hauteur d'eau. Ceci conduit à une relation univoque entre le débit et la hauteur d'eau en régime permanent uniforme, ce qui est rarement le cas en réseau d'assainissement (voir figure ci après).

En aucun cas, il ne doit y avoir d'influence de l'aval vers l'amont, qui viendrait fausser la relation établie entre hauteur d'eau et débit, par exemple remontée de la rivière dans la conduite ou engorgement d'un collecteur aval.

La transformation de la hauteur d'eau mesurée en débit est possible uniquement en écoulement libre, lorsqu'il n'y a pas d'influence aval (une remontée d'eau par l'aval va surestimer le débit mesuré par rapport au débit réel de l'écoulement). Dans certaines conditions, en particulier pour les débits très importants, il est essentiel de valider soigneusement la mesure de hauteur et les conditions d'écoulement avant de transformer cette hauteur mesurée en débit par la courbe d'étalonnage.

9.2.1.2.2 Écoulements

En réseau unitaire les débits sont très variables. Les débits importants (temps de pluie notamment) provoquent des remous et autres perturbations hydrauliques (conséquence : régime très turbulent donc vitesses d'écoulement non parallèles sur la section de mesure, remous). La relation hauteur/débit devient temporairement non univoque.

Dans le cas de mesures en réseau ou sur déversoirs, vérifier que les conditions d'écoulement pour les débits faibles à moyens sont compatibles avec l'utilisation d'une simple mesure de hauteur pour calculer un débit. Il convient d'être très pragmatique pour ce qui concerne les forts débits (donc les vitesses élevées). Quelle que soit la technologie de mesure, les écoulements torrentiels à surface libre en réseau génèrent des phénomènes totalement imprévisibles et l'exactitude de la mesure (écart entre la valeur vraie du débit et la valeur calculée à partir de la hauteur d'eau) s'en trouve affectée.

La courbe d'étalonnage $Q=f(h)$ est la relation entre le niveau et le débit dans une section donnée d'un chenal d'écoulement à surface libre. Cette courbe hauteur-débit est spécifique au site de mesure. En régime permanent et uniforme, ce qui n'est généralement pas le cas en réseau d'assainissement en temps de pluie, la courbe est biunivoque (à une hauteur correspond un débit unique). En pratique, la courbe forme une boucle entre crue et décrue (cf. courbes ci après) mais elle est assimilée à une courbe biunivoque et l'on ne tient pas compte de la dynamique de l'écoulement. Le régime est supposé permanent dans l'intervalle de temps qui sépare deux mesures. A une hauteur d'eau correspond donc un débit. Les conditions réelles étant sensiblement différentes des conditions théoriques idéales, l'incertitude sur la valeur du débit calculé peut être élevée.

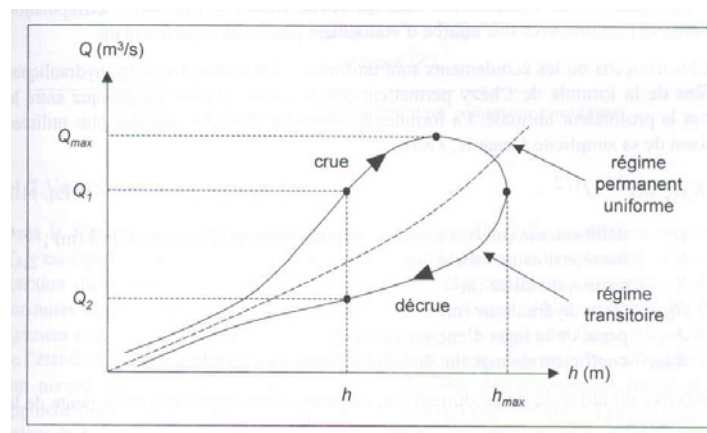


figure65: Relation entre le débit Q et la hauteur d'eau h au cours d'une crue.
Extrait de Mesures en hydrologie urbaine et assainissement

9.2.1.2.3 Construction de la courbe hauteur/débit

La courbe d'étalonnage propre au point de mesure permet de transformer la hauteur d'eau mesurée en débit [$Q = f(H)$]. Elle peut être obtenue de plusieurs manières :

- Utilisation de lois hydrauliques (Manning-Strickler ou formules de déversoirs)
- Jaugeage au moulinet (mesures ponctuelles des vitesses) sur des débits faibles à moyens + extrapolation
- Traçage chimique (injection d'une substance chimique et mesure des concentrations)
- Vélocimétrie (campagne temporaire avec débitmètre Doppler par exemple)
- Utilisation de dispositifs pré étalonnés à contraction latérale (canal Venturi) ou en mince parois (seuil rectangulaire, triangulaire ou autre)

Hors conditions d'écoulement normalisées (vitesse, hauteur d'eau, topographie, etc.), les causes d'erreur sont multiples et peuvent être importantes.

Dans des conditions usuelles en collecteur, l'incertitude sur le débit instantané est rarement meilleure que 20% et peut être très nettement supérieure pour les forts ou les très faibles débits.

On vérifiera systématiquement, même de façon très ponctuelle, la validité de la courbe hauteur/débit utilisée. Une autre technique de mesure (vélocimétrie par exemple) permettra un contrôle simple et efficace.

Jaugeage d'un déversoir au vélocimètre électromagnétique portable.

La mesure d'un certain nombre de vitesses ponctuelles sur la section mouillée permet de calculer le débit à l'instant t.

La hauteur d'eau dans l'écoulement doit rester constante pendant la durée du jaugeage.

On comparera le débit mesuré par cette technique au débit calculé par le limnimètre à ultrasons aériens implanté dans le réseau quelques mètres en amont pour vérification de la courbe hauteur/débit



Dans les deux exemples ci dessous, la loi théorique a été construite à l'aide de la formule de Manning-Strickler et des caractéristiques du collecteur (pente i , rugosité des parois k et section). Le calage est réalisé en faisant varier k et i . En pratique, pour une hauteur d'eau h , on fait toutes les hypothèses plausibles afin d'obtenir un même débit par les deux techniques de mesure.

figure66: 1) Courbe d'étalonnage $Q=f(h)$ établie à partir de mesures au vélocimètre à effet DOPPLER

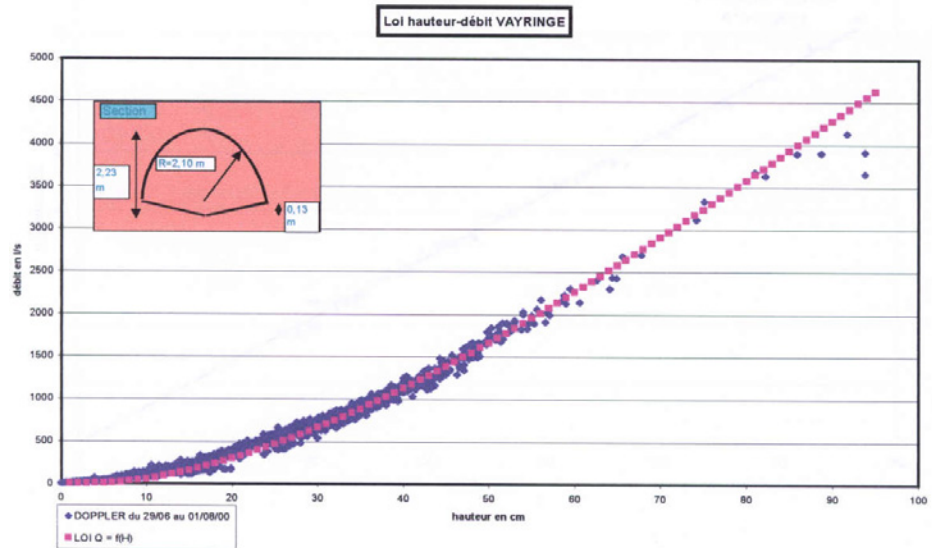
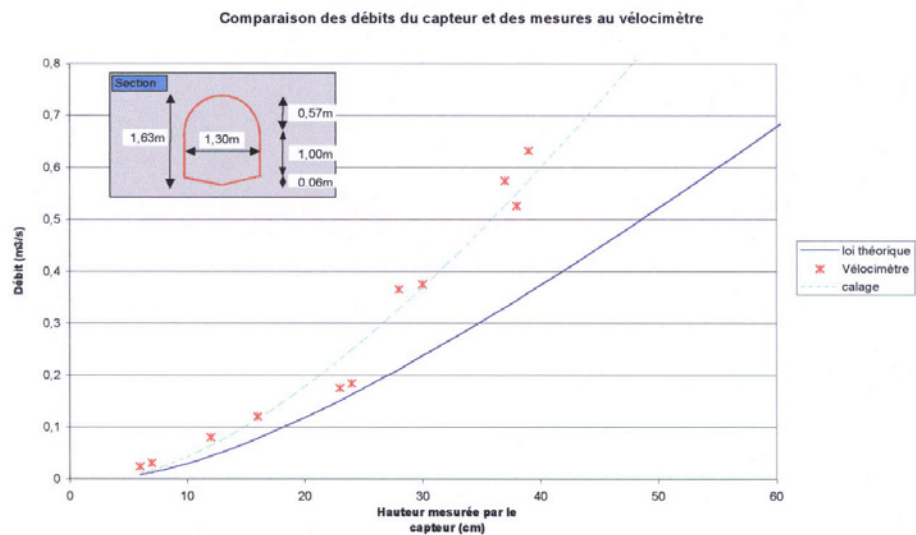


figure67: 2) Courbe d'étalonnage $Q=f(h)$ établie à partir de mesures ponctuelles au vélocimètre portable (exploration du champ des vitesses)



9.2.1.2.4 Choix d'un site de mesure

9.2.1.2.4.1 Critères fondamentaux

A l'amont d'une chute d'eau ou dans des secteurs suffisamment pentus pour qu'une interaction de l'aval vers l'amont soit très rare, même lors d'événements pluvieux intenses. Pente longitudinale et section constantes.

Critères complémentaires

- Topographie : En collecteur, tronçon rectiligne sur une longueur supérieure à 20 fois la largeur ou le diamètre. Sur un seuil horizontal, vitesses d'écoulement si possible perpendiculaires au seuil.
- Objectifs de l'étude (mesure temporaire ou permanente, temps sec ou pluie, information ou gestion, etc)
- Facilité d'accès, coût d'aménagement du point de mesure et d'achat de matériel, sécurité, réseaux disponibles, etc

9.2.1.2.5 Capteurs disponibles

- Limnimètre à ultrasons aériens (voir [9.3.1.](#)).
- Limnimètre à ultrasons immergés (voir [9.3.2.](#)).
- Limnimètre " bulle à bulle " (voir [9.3.3.](#)).
- Capteur piézo-résistif (voir [9.3.4.](#)).

9.2.1.2.6 Conclusion :

La limnimétrie est une technique de mesure simple, que l'on recommande d'utiliser autant que possible, mais exclusivement lorsque le critère fondamental (absence d'influence aval) est respecté (hors événements très exceptionnels). Le choix effectué sera alors un compromis entre toutes les contraintes. Pour de la mesure permanente, la **priorité est donnée à ce qui relève du fonctionnel : Accessibilité, maintenance, conditions de sécurité.**

MESURE DES DEBITS PAR LIMNIMETRIE	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p>Mesure simple (hauteur d'eau). Possibilité d'éviter le contact avec les effluents (US aériens). Étalonnage facile des sondes de mesure de hauteur. Peu onéreux</p>	<p>Difficulté pour construire puis étalonner une courbe hauteur/débit fiable dans toutes les gammes de hauteur ou de débit rencontrés. Vérification au moins ponctuelle de la courbe par une autre technique de mesure indispensable</p>

9.2.2 Vélocimétrie

9.2.2.1 Principe de mesure :

La vélocimétrie [$Q = V \times S$] consiste à évaluer le débit Q à partir de la vitesse moyenne V de l'écoulement au niveau de la section mouillée S

La mesure d'une hauteur d'eau h à un instant t par limnimétrie permet de déduire la section mouillée à ce moment [$S = f(h)$].

La vitesse moyenne d'écoulement V est généralement déduite d'une ou plusieurs mesures de vitesses locales v sur une partie de la section mouillée

$$[V = g(v)]$$

La mesure de hauteur et le passage de la hauteur à la section mouillée ne posent pas de difficultés particulières.

Par contre, la mesure de vitesse et la transformation de la vitesse mesurée (v) en vitesse moyenne (V) sur la section mouillée peuvent être la cause d'erreurs importantes

9.2.2.2 Conditions d'utilisation :

« Mesure en écoulement quasi laminaire »

La vitesse moyenne V est calculée généralement à partir de mesures de vitesses moyennes ou maximales (v) sur un faisceau vertical ou oblique ou bien une corde horizontale situées dans l'écoulement. L'exactitude sur la mesure de v puis la formule qui permet de définir V , vitesse moyenne dans l'écoulement à partir de v sont fortement dépendantes des conditions d'écoulement.

Un écoulement laminaire (vitesses parallèles entre elles) ou peu perturbé permet d'obtenir une précision de mesure optimale, bien que difficile à quantifier. Si l'écoulement est turbulent, les vitesses instantanées sont variables. La valeur de la vitesse utilisée pour calculer le débit est la moyenne de valeurs instantanées mesurées sur une durée minimale souhaitable de 30 secondes.



Écoulement turbulent ne permettant pas de réaliser une mesure de débit dans de bonnes conditions.

En réseau unitaire les débits sont très variables. Les débits importants (temps de pluie notamment) provoquent des remous et tourbillons. Les mesures réalisées pendant ces périodes ont une précision moins bonne car les grandeurs mesurées (vitesse et hauteur) sont elles même très variables à des échelles de temps très courtes, inférieures à la seconde.

Dans le cas de mesures en réseau ou sur déversoirs, il faut que vérifier les conditions d'écoulement sont quasi laminaires pour les débits faibles à moyens. Il convient d'être très pragmatique pour ce qui concerne les forts débits (donc les vitesses élevées). Quelle que soit la technologie de mesure, les écoulements torrentiels à surface libre en réseau génèrent des phénomènes totalement imprévisibles et l'exactitude de la mesure (écart entre la valeur vraie du débit et la valeur calculée à partir de la hauteur d'eau et la vitesse) s'en trouve affectée. Lorsque le régime est très turbulent, on peut toutefois limiter l'erreur sur le calcul de la vitesse v en réalisant la mesure sur une corde de l'écoulement (distance horizontale entre les bords) ou sur un faisceau long (par exemple entre le fond et la surface).

L'écoulement est quasi laminaire en sortie de ce déversoir pour une hauteur d'eau voisine de la demi charge. Les conditions sont favorables pour la mesure du débit en amont si le collecteur est droit, de pente et de section constante



9.2.2.3 Transformation de la vitesse mesurée v en vitesse moyenne V

L'estimation de la vitesse moyenne V sur la section mouillée à partir d'une ou plusieurs vitesses v mesurées dans l'écoulement est la difficulté principale de la vélocimétrie. Cette transformation de v en V peut être obtenue de plusieurs manières :

- Utilisation de profils de vitesses connus sur des sections mouillées de formes classiques (à rechercher dans la littérature spécialisée). Usuel, car rapide et facile mais invérifiable, sauf à disposer de moyens de mesure importants.
- Campagnes de mesures ponctuelles sur site par Jaugeage au vélocimètre portable (mesures ponctuelles des vitesses sur des débits faibles à moyens + extrapolation) ou bien traçage chimique (injection d'une substance chimique et mesure des concentrations sur les débits importants). Performant mais cher et difficile à mettre en œuvre hors conditions de débits artificielles donc peu utilisé en pratique.
- Recours à une autre technique de mesure en continu. Peu utilisé en pratique, hors recette de matériel sur bancs d'essais. En règle générale, la vélocimétrie est utilisée lorsque l'on ne peut pas utiliser la limnimétrie (influence aval).

Le choix final sera donc un compromis dicté par la nécessité d'avoir des résultats de mesure et dépendant du type de matériel utilisé ainsi que des moyens disponibles pour d'éventuelles vérifications.

9.2.2.4 Choix d'un site de mesure

9.2.2.4.1 Critère fondamental

Écoulements quasi laminaires sur une large partie de la gamme des débits rencontrés.

9.2.2.4.2 Critères complémentaires

- Topographie :
 - Tronçon rectiligne (En collecteur, tronçon rectiligne sur une longueur supérieure à 20 fois la largeur ou le diamètre)
 - La recherche d'écoulements peu perturbés avec une hauteur d'eau suffisante (> 15 cm).
 - Attention, l'immersion partielle des capteurs génère des valeurs aberrantes.
- Objectifs de l'étude (quels débits ? pour quoi faire ?)
- Facilité d'accès, coût d'aménagement et achat de matériel, sécurité, réseaux disponibles, etc.

9.2.2.5 Capteurs disponibles

- Appareil à ultrasons et effet DOPPLER (voir fiche [9.3.5](#)).
- Appareil à ultrasons et temps de transit (voir fiche [9.3.6](#)).
- Appareil à effet électromagnétique (voir fiche [9.3.7](#)).

9.2.2.6 Conclusion :

La vélocimétrie est une technique de mesure des débits plus complexe que la limnimétrie. Les débitmètres sont des appareils qui mesurent une vitesse et une hauteur, ils sont plus onéreux que les limnimètres et il n'est pas démontré catégoriquement que leur précision est meilleure dans leur domaine d'application commun.

Pour les équipements permanents, on réservera la vélocimétrie aux sites importants où la limnimétrie ne peut être utilisée (risque d'influence aval).

Il faut être très vigilant par rapport à la mesure de v et aux formules « préfabriquées » de passage de v à V . Des mesures ponctuelles au vélocimètre ou par traçage chimique permettront de s'assurer de la qualité de la mesure sur site.

NB : Un vélocimètre ne doit pas être contrôlé sur site par limnimétrie.

MESURE DES DEBITS PAR VELOCIMETRIE	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p>Utilisable presque partout, sous réserve de hauteur d'eau suffisante.</p> <p>Il existe des vélocimètres adaptés aux diverses configurations que l'on peut rencontrer, depuis le petit tuyau Ø500 jusqu'aux mesures en rivière</p>	<p>Technologie complexe. Vérifications difficiles. Sources d'erreur multiples. Maintenance relativement lourde. Difficulté pour étalonnage sur site Mesures aberrantes lorsque la hauteur d'eau est insuffisante ou lorsqu'une corde horizontale de mesure est partiellement recouverte (crue et décrue)</p>

9.3 Matériel de mesure des débits par limnimétrie

9.3.1 Limnimètre à ultrasons aérien

Implantation d'une sonde à ultrasons aériens dans la section rectiligne d'un déversoir.

Dans cette conduite, le niveau d'eau n'atteint jamais la zone morte de la sonde, à -50 cm sous la voûte environ, hors crue trentennale de la rivière où la submersion est complète.

Ci-dessous, détail de la sonde de mesure (traitée IP69, peut subir une immersion occasionnelle).



9.3.1.1 Principe de mesure

On mesure le temps de parcours aller et retour d'une onde émise par la sonde et réfléchi par la surface de l'eau. La vitesse de propagation de l'onde dans l'air est connue. Mesurant la durée du trajet aller et retour, l'appareil déduit la distance qui sépare la sonde de la surface de l'eau. Cette valeur est ensuite transformée en hauteur d'eau dans l'ouvrage.

La vitesse de propagation de l'onde varie en fonction de la température de l'air. Cette correction est intégrée dans la quasi-totalité des appareils qui mesurent directement la température.

9.3.1.2 Mode de fonctionnement des capteurs

La sonde émet un faisceau (angle du cône de diffusion de l'ordre de quelques degrés). Ce faisceau est réfléchi par la surface du liquide ou toute surface située dans le cône d'émission.

Il existe une "zone morte", généralement inférieure à 40 cm, à proximité du capteur. Dans cette zone, l'appareil ne peut mesurer avec suffisamment de précision la durée du trajet optique de l'onde entre le capteur et la surface du liquide.

9.3.1.3 Conditions générales d'utilisation

(Voir [9.2.1.2](#))

9.3.1.3.1 Implantation de la sonde

Choisir un emplacement où l'on dispose de suffisamment de recul pour que la ligne des plus hautes eaux connues ne soit pas dans la "zone morte" du capteur.

9.3.1.3.2 Exemples d'utilisation:

- Déclenchement d'ouverture ou de fermeture de vannes dans le réseau d'assainissement (protection contre les inondations) à partir d'une mesure de hauteur d'eau en collecteur.
- Mesure de hauteur d'eau dans les principaux déversoirs d'orage pour calculer les débits déversés.

9.3.1.3.3 Éléments de coût :

Capteur + centrale d'acquisition : 3 K€ environ.

La maintenance inclue l'entretien et l'étalonnage: 1 fois par an en routine (nettoyage + vérification du zéro + 1 mesure sur l'échelle) ou après une submersion.

9.3.1.4 Recommandations pratiques

Ce type de sonde, peu encombrant, s'implante très facilement dans un regard ou dans une chambre en réseau d'assainissement. Traitées IP 69, elles ne craignent pas une submersion occasionnelle ni l'humidité ambiante.

Lorsque cela est possible, le point de mesure sera situé sur un tronçon de pente et de section constante :

- pente de la ligne d'eau homogène
- pas ou peu de perturbations et de remous dans les écoulements
- champ des vitesses relativement uniforme

Ces conditions permettent de disposer alors d'une relation hauteur - débit réellement univoque et d'une précision satisfaisante. La maintenance est très réduite, hors submersion éventuelle du capteur (étalonnage annuel simple par vérification du zéro et d'une hauteur d'eau).

Elle peut être couplé avec un préleveur (déclenchement des prélèvements lorsqu'une hauteur d'eau est atteinte, prélèvements proportionnels au débit).

9.3.1.5 Limites d'application

- Elles dépendent de l'utilisation faite de la mesure de hauteur (par exemple, absence d'influence aval lorsque l'on veut calculer un débit uniquement à partir d'une mesure de hauteur).

- Ne mesure pas les mises en charge
- Il faut éviter que le niveau d'eau n'atteigne trop souvent la zone morte sous le capteur
- Trouver une section de mesure adéquate pour une bonne mesure (pas ou peu de remous, section rectiligne)
- Les mousses et tous autres flottants sont assimilés à une hauteur d'eau.
- Des différences importantes de température entre l'air à proximité de la sonde (lieu de mesure) et l'air à proximité de la surface libre peuvent altérer la qualité de la mesure. Nécessité de protéger les capteurs des rayonnements solaires.
- Incertitude sur la mesure de hauteur : De l'ordre de 1 cm sur le résultat final affiché pour un appareil correctement installé et étalonné.

LIMNIMETRE A ULTRASONS AERIEN	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p>Faible coût Maintenance réduite Pas de contact avec l'effluent Peu de dérive de la mesure Durée de vie longue</p>	<p>Difficulté à trouver des sites adaptés à la limnimétrie dans les réseaux existants. Difficultés au niveau de la construction de la courbe hauteur/débit.</p>

9.3.2 Limnimètre à ultrasons immergé

9.3.2.1 Principe de mesure

Ce type de capteur mesure le temps de parcours aller et retour dans l'effluent d'une onde à ultrasons réfléchi par la surface du liquide. La vitesse de propagation de l'onde doit être corrigée en fonction de la température. A l'inverse du dispositif aérien décrit dans 9.3.1, la sonde est dans l'effluent.

9.3.2.2 Mode de fonctionnement des capteurs

La sonde émet un faisceau (angle du cône de diffusion de l'ordre de quelques degrés). Ce faisceau est réfléchi par la surface du liquide ou toute surface située dans le cône d'émission.

Il existe une "zone morte", généralement inférieure à 5 cm, à proximité du capteur. Dans cette zone, l'appareil ne peut mesurer avec suffisamment de précision la durée du trajet optique de l'onde entre le capteur et la surface du liquide. La hauteur d'eau au-dessus du capteur doit toujours être supérieure à cette zone morte.

Les avantages sont de deux ordres, par rapport au dispositif émergé : les mousses et flottants ne sont pas assimilés à une hauteur d'eau et la température de l'effluent est généralement homogène.

9.3.2.3 Conditions générales d'utilisation

(Voir [9.2.1.2](#))

9.3.2.3.1 Implantation de la sonde

Il faut une zone morte de quelques centimètres au-dessus du capteur qui nécessite un écoulement permanent avec une hauteur d'eau minimale de 10 cm.

Ces conditions permettent de disposer alors d'une bonne mesure de hauteur et d'une relation hauteur - débit réellement univoque et d'une précision satisfaisante.

9.3.2.3.2 Exemples d'utilisation

- Mesure de hauteur d'eau sur collecteur sans regard.
- Connaître les périodes où le tronçon est en charge. Toutefois, ce type d'appareil ne permet pas de connaître la hauteur de charge.

9.3.2.3.3 Éléments de coût :

Appareil + dispositif d'enregistrement : 3 K€ environ

Maintenance : hebdomadaire (nettoyage de la sonde+ vérification de la mesure sur site).

9.3.2.4 Recommandations pratiques

Il faut éviter les zones de dépôt dans les collecteurs : toujours décaler la sonde par rapport au fond du radier.

Peut être couplé avec un préleveur (déclenchement, mesure proportionnelle au débit).

9.3.2.5 Limites d'application

- Elles dépendent de l'utilisation faite de la mesure : Utilisation limitée due à l'immersion de la sonde dans l'effluent. Préférer la mesure par US aériens chaque fois que cela est possible.
- Écoulement permanent nécessaire.
- Visite au minimum hebdomadaire (nettoyage de la sonde immergée).
- Risque d'encrassement ou de colmatage par des dépôts.
- Conditions de maintenance (nettoyage du capteur dans l'effluent *ou* : prévoir un support démontable).
- Risque de perturbations dues à des échos sur de grosses matières en suspension proches du fond (mesures aberrantes).
- Durée de vie réduite (capteur en milieu agressif).
- Incertitude sur la mesure de hauteur : a priori, même ordre de grandeur que pour les autres limnimètres. Attention aux dépôts sur l'appareil.

LIMNIMETRE A ULTRASONS IMMERGE	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p>Mesure non perturbée par les flottants et mousses. Correction en température efficace</p>	<p>Appareil immergé en milieu agressif (durée de vie). Maintenance dans des conditions difficiles. Risque de dommages lors du curage des collecteurs. Risque de perturbation de la mesure en eaux très chargées avec de grosses matières en suspension.</p>

9.3.3 Limnimètre bulle à bulle

9.3.3.1 Principe de mesure

Mesure indirecte de la pression de la colonne d'eau au-dessus d'un tube immergé

9.3.3.2 Mode de fonctionnement des capteurs:

Ce dispositif de mesure évalue la hauteur d'eau à partir de la pression exercée par la colonne d'eau sur des bulles d'air émises par un compresseur dans un tube immergé dans l'effluent.

9.3.3.3 Conditions générales d'utilisation

(Voir [9.2.1.2](#))

9.3.3.3.1 Implantation de la sonde

Il est nécessaire que la vitesse d'écoulement soit peu élevée ($< 1\text{ m/s}$) du fait de l'installation d'une canne de bullage dans la veine liquide et du risque d'aspiration des bulles d'air par le courant. Les variations de niveau d'eau doivent être progressives. Les collecteurs à cunette et les canaux peu pentus se prêtent bien à l'utilisation de ce type de matériel.

9.3.3.3.2 Exemples d'utilisation

Ce type de matériel est bien adapté aux **mesures temporaires** (un à plusieurs jours).

Mesure de hauteur d'eau sur canaux jaugeur pour contrôle occasionnel des débits en sortie de station d'épuration.

9.3.3.3.3 Éléments de coût :

Appareil + dispositif d'enregistrement : 3 K€ environ

Maintenance : A chaque changement de site (nettoyage + étalonnage sur site).

9.3.3.4 Recommandations pratiques

- Installation simple, sans travaux. Il suffit de fixer solidement la canne de bullage immergée. Le dispositif est installé hors d'eau.
- Autonome : Fonctionne avec des accumulateurs
- L'accès doit être facile au site de mesure car visite au minimum quotidienne (vérification du bon fonctionnement + remplacement batterie).
- Autant que possible,, le point de mesure sera situé sur un tronçon de pente faible et de section constante :
 - pente de la ligne d'eau homogène
 - pas ou peu de perturbations et de remous dans les écoulements
 - vitesses lentes et relativement uniformes
- Peut être couplé avec un préleveur (déclenchement, mesure proportionnelle au débit)
- Ces conditions permettent de disposer alors d'une bonne mesure de hauteur et d'une relation hauteur - débit réellement univoque et d'une précision satisfaisante.

9.3.3.5 Limites d'application

- Utilisation déconseillée pour de la mesure permanente
- Ne pas utiliser comme dispositif permanent en eaux très chargées
- Trouver une section de mesure adéquate pour une bonne mesure (pas ou peu de remous, section rectiligne peu pentue)
- Écoulements permanents à régime graduellement varié et à faible vitesse (< 1 m/s).
- Risque de colmatage du tube d'arrivée d'air par des effluents bruts en réseau d'assainissement.
- Fragilité du tube d'arrivée d'air. Il peut être tordu ou déplacé par des embâcles, des flottants ou la vitesse du courant.
- Fonctionnement peu précis lors de périodes d'écoulement à forte vitesse (temps de pluie) ou de brusques variations de niveau dans le collecteur.
- Nécessité de procéder régulièrement à des étalonnages.
- Le tube d'arrivée d'air peut perturber l'écoulement.
- Incertitude sur la mesure de hauteur : De l'ordre de 1 cm sur le résultat final pour un appareil correctement installé et étalonné.

LIMNIMETRE BULLE A BULLE	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p>Faible coût Facilité d'installation Mobilité Rusticité Aucune influence de la température</p>	<p>Difficulté à trouver des sites adaptés. Mesures limitées au temps sec et faibles pluies. Colmatage par effluents bruts. A réserver à de la mesure temporaire</p>

9.3.4 Capteur piézo-résistif



Ci dessus, sonde piézo-résistive avec son transmetteur. Permet le réglage des paramètres d'exploitation et transforme la grandeur mesurée en signal électrique 4-20 mA.

Ci-contre, la sonde en place dans le collecteur

9.3.4.1 Principe de mesure

La pression de la colonne d'eau sur une membrane génère une déformation. Cette déformation de la membrane est transformée en intensité électrique proportionnelle à la pression exercée et donc à la hauteur d'eau.

9.3.4.2 Mode de fonctionnement des capteurs

Ce dispositif de mesure évalue la hauteur d'eau à partir de la pression exercée par la colonne d'eau sur une membrane piézo-résistive. Pour transformer la pression en hauteur d'eau, il est indispensable de connaître la valeur de la pression atmosphérique.

Pour obtenir avec précision la valeur de la hauteur de liquide que l'on veut mesurer, un conduit assure la communication entre l'air ambiant et la face arrière de la membrane

9.3.4.3 Conditions générales d'utilisation

(Voir [9.2.1.2](#))

9.3.4.3.1 Implantation de la sonde

Mettre en place une communication entre l'air ambiant et la face arrière de la sonde.

9.3.4.3.2 Exemples d'utilisation

A utiliser de préférence pour des mesures permanentes dans des écoulements où il n'est pas possible d'installer une sonde à ultrasons aériens (canalisation sans regard et parfois en charge)

Permet de connaître les périodes de mise en charge, avec mesure de la charge

Connaissance des périodes et des hauteurs de mise en charge de réseaux d'assainissement.

Collecteur occasionnellement en charge et sans regard ou puits permettant d'installer une sonde à ultrasons en tenant compte de sa zone morte.

9.3.4.3.3 Éléments de coût :

appareil + dispositif d'enregistrement : 3 K€ environ

Maintenance : A chaque changement de site (nettoyage + étalonnage sur banc d'essais ou sur site) ou à une fréquence trimestrielle au minimum.

9.3.4.4 Recommandations pratiques

Ce matériel convient bien aux écoulements où l'on trouve fréquemment des mousses et des flottants.

Peut être couplé avec un préleveur (déclenchement, mesure proportionnelle au débit)

9.3.4.5 Limites d'application

Limites inhérentes à la limnimétrie (influence aval).

Ces capteurs peuvent connaître des problèmes de justesse (erreurs systématiques) liés à une erreur de zéro ainsi qu'à des phénomènes d'hystérésis et de fluage. Vérifier ponctuellement les hauteurs mesurées et procéder à des étalonnages trimestriels ou bi annuels sur banc d'essais ou sur site avec générateur de pression calibré.

Pour de la mesure permanente : utilisation restreinte à des configurations ne permettant pas l'utilisation des ultrasons aériens

Incertitude sur la mesure de hauteur : Comme pour les autres type de limnimètres, de l'ordre de 1 cm sur le résultat final affiché pour un appareil correctement installé et étalonné.

LIMNIMETRE PIEZO RESISTIF	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p>Mesure des mises en charge. Pas de zone morte au voisinage du capteur.</p>	<p>Risque de dérive de la mesure. Encrassement. Maintenance.</p>

9.3.5 Appareil à ultrasons et effet Doppler

9.3.5.1 Principe de mesure

(Voir [9.2.2](#))

Les matières en suspension et les bulles d'air contenues dans l'effluent réfléchissent les ondes ultrasonores et en modifient la fréquence selon la formule suivante :

$$F2 - F1 = 2 \times F1 \times V/C$$

F1 et **F2**, fréquence d'émission et fréquence réfléchi ;

V, vitesse d'écoulement des particules sur le faisceau de mesure (composante horizontale : $V \times \cos \alpha$), avec α angle entre la direction de l'écoulement et l'axe du cône d'émission des ultrasons ;

C, célérité de l'onde dans le fluide.

L'appareil enregistre la variation de fréquence et peut en déduire la vitesse de déplacement des matières en suspension (MES).

La vitesse de déplacement des MES est assimilée à la vitesse du liquide.

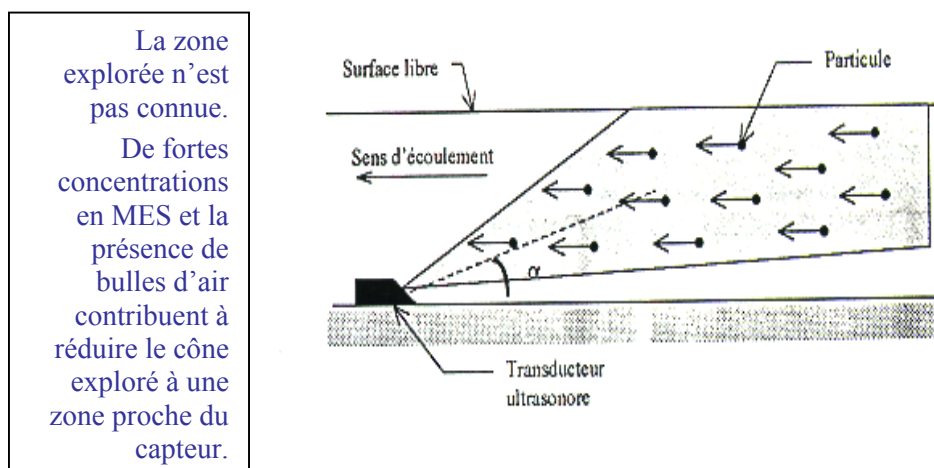


figure68: Schéma de fonctionnement d'un vélocimètre Doppler

9.3.5.2 Mode de fonctionnement des capteurs

La sonde émet un faisceau d'ondes ultrasonores. Ce faisceau est réfléchi par les particules et les bulles d'air. L'appareil mesure la variation de fréquence entre l'émission et la réception. Il en déduit alors une vitesse d'écoulement (v) de l'effluent dans la zone de mesure. Cette valeur est transformée en vitesse moyenne (V) dans la section mouillée par application d'un coefficient.

Dans le même temps, l'appareil mesure la hauteur d'eau au moyen d'une sonde limnimétrique, en général piézo-résistive.

A partir de ces données brutes et des informations propres au site de mesure programmées dans l'appareil, **S** (section mouillée) et **V** (vitesse moyenne) sont calculées, puis $Q = S \times V$.

9.3.5.3 Conditions générales d'utilisation

9.3.5.3.1 Implantation de la sonde

En fonctionnement, il est nécessaire d'avoir une hauteur d'eau (5 à 10 cm) et une vitesse d'écoulement (0,1 m/s) minimale.

La sonde doit être installée à proximité du radier, légèrement décalée pour éviter les zones de dépôts tout en restant opérationnelle le plus longtemps possible pour les faibles débits.

Sabot d'un vélocimètre Doppler installé en collecteur. Fixation simple par vis. Après une pluie, on constate que le sabot est relativement propre. Par contre, les câbles, à l'aval du sabot, ont piégé des flottants. Une fixation appropriée est nécessaire. Il est possible d'installer un déflecteur sur les câbles pour les protéger de l'arrachement. Deux membranes intégrées dans le sabot permettent la mesure de vitesse par ultrasons et la mesure de hauteur d'eau, généralement par un piézo-résistif.



Intérêt : La vitesse maximale vraie de l'écoulement se trouve dans la zone explorée par le faisceau sous réserve d'une hauteur d'eau inférieure à la longueur du cône d'exploration. Ceci permet de passer de v = vitesse mesurée à V = vitesse moyenne dans l'écoulement de manière relativement précise

Il existe des sondes flottantes adaptées aux grands collecteurs. La vitesse maximale, en général dans l'axe à proximité de la surface est alors systématiquement explorée.

Le fonctionnement des débitmètres Doppler est optimal lorsque les caractéristiques des effluents sont relativement constantes. Ceci est rarement le cas avec les effluents urbains en réseau unitaire. **Ces appareils sont très sensibles à l'ensablement.**

9.3.5.3.2 Exemples d'utilisation

Mesure de débit en collecteurs peu pentus de diamètres Ø300 à Ø1200.

Mesure de vitesse à l'aval de déversoirs d'orage, pour calculer les débits déversés dans des zones soumises à des remontées d'eau.

Vérifier ou établir des courbes hauteur/débit en limnimétrie (avec si possible mesures ponctuelles au vélocimètre en complément)

Le vélocimètre doit impérativement être implanté sur la même section que le limnimètre.

La courbe de tarage est biunivoque jusqu'à une hauteur d'eau légèrement supérieure à 60 cm. Pour la partie supérieure de la courbe, on observe un phénomène d'hystérésis entre crue et décrue (cf. 9.2.1.).

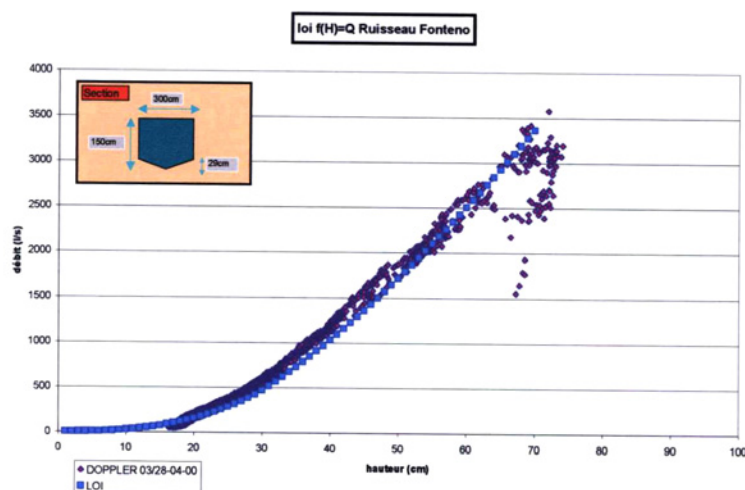


figure69: Vérification d'une courbe hauteur-débit par vélocimétrie Doppler.

9.3.5.3.3 Éléments de coût :

Capteur + centrale d'acquisition : 5 à 8 K€ environ.

Maintenance hebdomadaire (nettoyage du sabot).

Recette sur banc d'essai (valider la mesure de vitesse) + étalonnage sur site souhaitable (vérifier la vitesse mesurée et les formules de passage de la vitesse mesurée à la vitesse moyenne dans l'écoulement).

9.3.5.4 Recommandations pratiques :

Ce type de sonde, peu encombrant, s'implante très facilement en réseau d'assainissement.

Préférer les appareils qui fournissent la vitesse maximale mesurée dans la zone explorée à ceux qui donnent une valeur moyenne. En effet, les rapports entre vitesse maximale dans l'écoulement et vitesse moyenne sont assez bien connus pour de nombreux profils d'ouvrages hydrauliques. Il suffit donc ensuite d'installer la sonde pour qu'elle explore la zone où l'on devrait trouver les vitesses les plus élevées sur la section mouillée. Une vérification sur site au courantomètre portable permet de contrôler la vitesse mesurée.

Dans la mesure du possible, c'est à dire lorsque l'information est disponible, on choisira des appareils qui explorent une zone correspondant à la hauteur d'eau maximale, ce qui permet d'être certain de mesurer la vitesse maximale vraie dans l'écoulement à toutes les gammes de débits. Les fabricants de capteurs donnent généralement peu d'informations sur le cône d'émission.

Lorsque cela est possible, le point de mesure sera situé sur un tronçon rectiligne de pente et de section constante.

Le débitmètre Doppler peut être couplé avec un préleveur (déclenchement des prélèvements lorsqu'une hauteur d'eau est atteinte, prélèvement proportionnel au débit).

9.3.5.5 Limites d'application

Limites inhérentes aux conditions d'utilisation de ce type d'appareil et aux multiples vérifications à réaliser pour obtenir des résultats avec une incertitude acceptable sur la mesure de v et h , la détermination de V , vitesse moyenne dans la section mouillée puis du débit Q .

L'incertitude sur la valeur du débit est estimée à 20% lorsque la mesure est réalisée dans de bonnes conditions (écoulements, installation et réglage du matériel).

Trouver une section de mesure adéquate (pas ou peu de remous, section rectiligne, hauteur d'eau compatible avec le cône d'exploration).

VÉLOCIMÈTRE A ULTRASONS ET EFFET DOPPLER	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p>Faible coût Implantation facile mobilité</p>	<p>Risques d'erreur à toutes les phases, de la mesure au calcul. Maintenance hebdomadaire. Recette sur banc d'essai + étalonnage sur site</p>

9.3.6 Appareil à ultrasons et temps de transit (corde de vitesse)

9.3.6.1 Principe de mesure

(voir [9.2.2](#))

Les ondes ultrasonores se déplacent avec une vitesse variable dans un écoulement liquide. La vitesse augmente dans le sens de l'écoulement et décroît dans le sens contraire.

Deux sondes, émettrices et réceptrices **a** et **b**, sont situées au même niveau de part et d'autre de l'écoulement. Elles forment un angle β avec la direction de l'écoulement.

$$V = 2 \times D \times (T_{ab} - T_{ba}) / [\cos \beta \times (T_{ab} + T_{ba})^2]$$

V, vitesse moyenne de l'écoulement sur la corde entre a et b ;

D, distance de a à b ;

T_{ab} (**T_{ba}**), temps de transit de l'onde de a vers b (de b vers a)

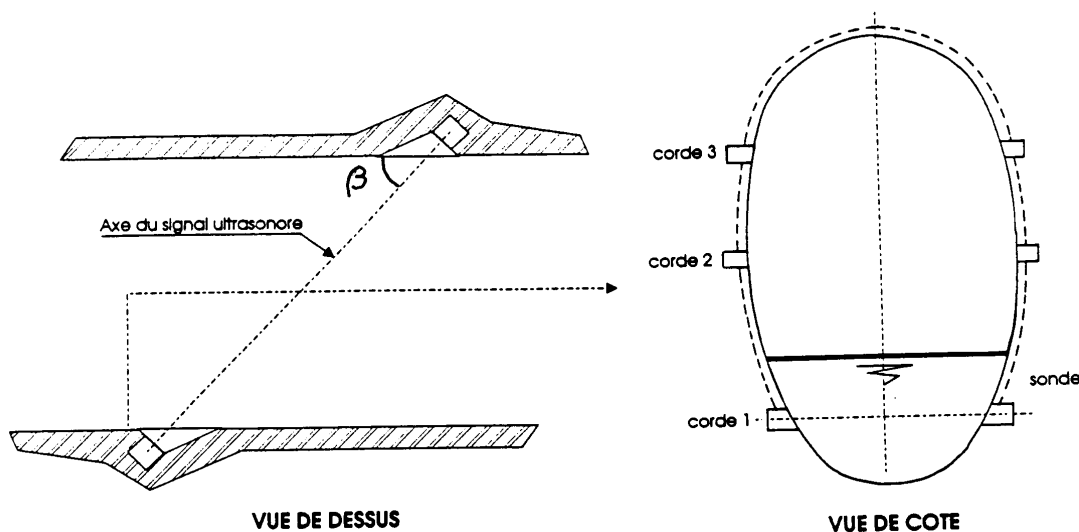


figure70: Principe de la mesure à ultrasons

9.3.6.2 Mode de fonctionnement des capteurs

L'appareil mesure des temps de parcours qu'il transforme directement en vitesse moyenne sur la corde horizontale entre a et b.

Il est nécessaire de convertir ensuite la vitesse moyenne sur une ou plusieurs cordes horizontales en vitesse moyenne **V** dans l'écoulement.

Dans le même temps, en écoulement à surface libre, l'appareil mesure la hauteur d'eau. Celle-ci permet le calcul de la section mouillée **S**, puis du débit.

9.3.6.3 Conditions générales d'utilisation

9.3.6.3.1 Implantation des sondes

L'immersion totale des sondes est nécessaire. On constate des valeurs aberrantes lors des phénomènes de submersion et de décrue.

Éviter les zones turbulentes, les bulles d'air et les concentrations très élevées en matières en suspension, qui absorbent les signaux.

Adapté aux dispositifs permanents dans les grands collecteurs ($\varnothing > 1000$ mm) et à la mesure en rivière.

9.3.6.3.2 Exemples d'utilisation

Mesure de débit en très gros collecteurs peu pentus en région parisienne (diamètre 2000 à 4000 mm).

Fonctionne très bien pour des écoulements en charge.

9.3.6.3.3 Éléments de coût :

Prix élevé (>15 K€), dépend du nombre de cordes de mesure

Maintenance : inspection visuelle et nettoyage régulier (flottants, bio films).

9.3.6.4 Recommandations pratiques

Travaux de génie civil délicats et minutieux à prévoir

Installer plusieurs cordes horizontales à différents niveaux pour connaître les vitesses à différents niveaux de remplissage.

9.3.6.5 Limites d'application

- Dispositif permanent sur très gros collecteurs.
- Trouver une section de mesure adéquate (pas ou peu de remous, absence de bulles, section rectiligne)
- Les fournisseurs donnent une incertitude de l'ordre de 1% pour la mesure de v . L'incertitude sur le calcul de la vitesse moyenne d'écoulement V est plus élevée mais difficile à évaluer. Elle décroît avec le nombre de cordes immergées.

VELOCIMETRE A ULTRASONS ET TEMPS DE TRANSIT	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p>Très précis pour la mesure de v sur une corde</p> <p>Entretien facile</p>	<p>Prix élevé</p> <p>Travaux importants de génie civil</p> <p>Installation très rigoureuse pour garantir la précision de mesure</p> <p>Difficultés pour passer de v à V.</p>

9.3.7 Appareil à effet électromagnétique

9.3.7.1 Principe de mesure

(Voir [9.2.2](#))

Le principe de mesure repose sur la loi de Faraday selon laquelle un fluide électriquement conducteur qui traverse un champ magnétique B induit une tension induite E proportionnelle à la vitesse de déplacement V de ce fluide.

B est connu, E est mesuré, on peut donc déduire V .

9.3.7.2 Mode de fonctionnement des capteurs

La mesure peut être réalisée ponctuellement, à partir de deux électrodes positionnées sur le radier. Dans ce cas, la vitesse mesurée doit être transformée en vitesse moyenne dans l'écoulement par étalonnage. On retrouve alors les difficultés liées au passage d'une vitesse mesurée sur un faisceau d'ondes à la vitesse moyenne dans l'écoulement (cf. débitmètre à effet Doppler, [9.3.5](#)). Ces problèmes sont amplifiés par le fait que la zone explorée est très réduite, quelques centimètres à proximité du capteur.

Dans le même temps, en écoulement à surface libre, l'appareil mesure la hauteur d'eau. Celle-ci permet le calcul de la section mouillée S , puis du débit.

Il existe un autre type de dispositif dit à champ total, qui permet de mesurer directement la vitesse moyenne de l'écoulement sur l'ensemble de la section de mesure avec une très bonne précision (de l'ordre de 1%) grâce à un cerclage complet du collecteur.

9.3.7.3 Conditions générales d'utilisation

9.3.7.3.1 Choix du type d'appareil

La mesure à champ total est très précise pour les écoulements en charge. Cette solution est assez lourde à mettre en œuvre car elle nécessite des travaux de génie civil importants. Elle est particulièrement adaptée aux conduites en charge (très bonne précision) puisque la section mouillée est alors la section du tuyau. Dans les collecteurs gravitaires, où l'écoulement reste à surface libre le plus souvent, il est nécessaire d'introduire un élément correctif lié à la section mouillée qui n'est pas la section cerclée. Il existe maintenant des appareils de ce type, dont la validité reste à tester sur toutes les plages de débit en réseau d'assainissement. Sur le principe, ces dispositifs apparaissent séduisant car ils permettent de réaliser une mesure dans toutes les situations que l'on peut rencontrer : Écoulements à surface libre avec ou sans influence aval et en charge et pour toutes les gammes de débit.

Les dispositifs de mesure en continu à deux électrodes à poser en radier sont à éviter. Ils seront avantageusement remplacés par les débitmètres à ultrasons et effet Doppler, qui explorent une zone plus importante et sont plus faciles à poser et à étalonner.

Il existe des **vélocimètres portables à effet électromagnétique** qui peuvent être utilisés en lieu et place des courantomètres à hélice qui s'accommodent mal des eaux très chargées et des flottants. Cet outil est intéressant pour des campagnes de mesure de vitesses ponctuelles en réseau d'assainissement.

9.3.7.3.2 Exemples d'utilisation

Dispositif à champ total : Mesure de débit en entrée de station d'épuration sur conduites en charge.

Vélocimètres portables à effet électromagnétique : Jaugeages en collecteur et sur déversoirs d'orage.

Jaugeage d'un débit d'eaux claires de temps sec dans un collecteur, au droit d'une station de mesure permanente par limnimétrie. La sonde US aériens est dans le regard en haut et à gauche au premier plan.



9.3.7.3.3 Éléments de coût

Dispositif à champ total sur conduite en charge: dépend du diamètre de la conduite à équiper. A partir de 4 K€. Travaux à prévoir pour l'installation. Prix beaucoup plus élevés pour les dispositifs à champ total en écoulement à surface libre

Vélocimètres portables à effet électromagnétique : 5 à 8 K€ environ.

Maintenance : nettoyage régulier pour les dispositifs à deux électrodes posés en radier car l'encrassement génère une dérive de la mesure.

9.3.7.4 *Recommandations pratiques :*

A utiliser de préférence sur les écoulements en charge (section mouillée invariable). Si nécessaire, utiliser un siphon pour faire de la mesure à champ total, mais attention aux dépôts et à l'entretien.

Les dispositifs à champ total trouvent leur utilité pour la mesure permanente lorsqu'une bonne précision est nécessaire. C'est à priori le mode de mesure le plus précis et le plus fiable lorsqu'il est utilisé sur une conduite en charge (précision inférieure à 1% pour le débit).

9.3.7.5 *Limites d'application :*

- Vitesse minimale d'écoulement pour garantir la précision de la mesure.
- Sensible à l'encrassement

VELOCIMETRIE A EFFET ELECTROMAGNETIQUE <i>(Dispositif de mesure à champ total)</i>	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p>Précis (mieux que 1 %) Mesure directe de la vitesse moyenne Adapté aux mesures permanentes sur écoulements en charge Pas de contact avec les effluents</p>	<p>Prix d'achat très élevé pour les dispositifs à champ total adaptés aux écoulements à surface libre.</p>

VELOCIMETRIE A EFFET ELECTROMAGNETIQUE <i>(Courantomètre portable)</i>	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p>Adapté aux mesures ponctuelles en réseau d'assainissement. Nettoyage facile. Utilisation simple.</p>	<p>Ne convient pas aux hauteurs d'eau supérieures à un mètre et aux vitesses élevées (difficultés à maintenir la sonde face au courant).</p>

VELOCIMETRIE A EFFET ELECTROMAGNETIQUE <i>(Dispositif à deux électrodes posé en radier)</i>	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
	<p>Encrassement progressif des électrodes Zone d'exploration restreinte, difficultés pour passer de la vitesse mesurée à la vitesse moyenne dans l'écoulement avec une précision satisfaisante.</p>

9.4 Mesure qualitative

Il s'agit d'évaluer la **concentration** de paramètres de pollution représentatifs des effluents urbains bruts ou traités et le cas échéant de la qualité du milieu naturel.



Appareil de mesure optique permettant d'évaluer en temps réel les concentration en DCO et MES sur des effluents urbains ou des eaux de rivière.



Préleveur multiflacons autonome installé dans un regard du réseau d'assainissement unitaire de la communauté urbaine de Nancy. Ici, le préleveur est sorti du regard. Déclenchement des prélèvements à partir d'une sonde extérieure, ici un limnimètre. Les échantillons prélevés sont ensuite analysés en laboratoire afin de connaître la concentration des divers polluants.

Les principaux paramètres caractéristiques de la pollution urbaine sont :

- *Les matières organiques* : généralement évaluées à partir de la demande chimique en oxygène (DCO) et de la demande biochimique en oxygène à cinq jours (DBO₅). La DBO₅ (sous forme dissoute et particulaire) est le paramètre qui permet de quantifier la « charge brute de pollution

organique » définie dans les textes réglementaires (décret du 3/06/94 et arrêtés du 22/12/94).

- *Les matières oxydables (MO)* : mesure utilisée par les agences de l'eau pour quantifier la quantité de matières organique contenue dans des eaux.
 $MO = (DCO_{ad2} + 2 \times DBO5_{ad2})/3$

Les valeurs ad2 sont mesurées sur des échantillons après décantation pendant deux heures.

Unité de mesure : mg O₂/l, c'est à dire la quantité d'oxygène dissous consommée pour dégrader les matières. La teneur en oxygène dissous dans le milieu récepteur conditionne la vie des organismes vivants : Poissons, macro invertébrés, etc.

- *Les matières en suspension (MES)* : Ce paramètre caractérise la forme particulaire donc non dissoute de la pollution. Provoquent le colmatage éventuel des fonds dans les milieux récepteurs. Les substances indésirables sont majoritairement adsorbées sur les MES de petite taille.
- *Les nutriments* : azote et phosphore. Ils sont présents sous différentes formes, essentiellement dissoutes. Facteurs de l'eutrophisation et éventuellement risque de toxicité aiguë avec l'ammonium.
- *Les substances indésirables* : métaux, hydrocarbures et composés divers toxiques à de très faibles concentrations (micro polluants). Toxicité à long terme généralement due à la bio accumulation dans les organismes

Les objectifs de la mesure qualitative sont :

- *En station d'épuration* : La mesure de concentrations sur échantillons moyens journaliers pour calcul de rendements épuratoires et de flux.
- *Sur déversoirs d'orage et en réseau* : La mesure de concentrations instantanées pour le suivi de la variabilité des effluents, le calcul de flux de pollution et la réalisation de pollutogrammes.
- *Dans les ouvrages délocalisés de traitement de la pollution de temps de pluie* : La mesure de concentration pour gestion éventuelle des vidanges et réalisation de bilans épuratoires entre entrée et sortie.
- *Dans le milieu récepteur des rejets* : Évaluation de l'impact sur la qualité physico-chimique de l'eau.

Les moyens techniques disponibles sont :

- *Les préleveurs échantillonneurs* : Ils permettent de réaliser systématiquement des séries de prélèvements qui sont analysés en laboratoire par des méthodes normalisées.
- *Les méthodes alternatives et automatisées de mesure en continu* : Résultats disponibles en temps réel (quelques secondes à quelques minutes après la mesure).

Critères de choix :

Il n'existe pas de matériel universel adapté à tous les besoins. Chaque technique de mesure présente des avantages et inconvénients par rapport aux usages possibles. Une réflexion préalable sur les besoins (quelle mesure et pour quel usage) permet d'orienter utilement les choix. L'aspect économique doit être pris en compte le plus en amont possible. il faut essayer d'évaluer la notion de coût global, qui comprend

l'investissement initial, la maintenance, les réactifs, les analyses, le temps passé, etc. Le coût d'achat du matériel est généralement marginal par rapport au temps passé pour faire fonctionner les dispositifs, valider et exploiter les données.

<i>Préleveur échantillonneur</i>	<i>Méthodes alternatives et automatisées de mesure en continu</i>
Analyses réglementaires ou contractuelles. Fiabilité. Analyses possibles de tout type de paramètres	Outil de gestion des ouvrages. Résultats en temps réel. Mesures permanentes en réseau Coût faible pour de grandes séries de mesures.

9.4.1 Préleveur échantillonneur

9.4.1.1 Principe de mesure

L'appareil pompe dans l'effluent pour constituer 1 à 24 échantillons qui seront ensuite analysés, le plus souvent en laboratoire. Déclenchement possible des prélèvements par tout moyen extérieur, par exemple contact sec ou limnimètre. Les prélèvements peuvent être effectués à pas de temps fixe ou proportionnellement au débit écoulé.



Préleveur mobile autonome installé en réseau d'assainissement.

Sorti du regard sur la photo. A gauche, les 24 flacons de un litre, indispensables pour connaître la variabilité des caractéristiques physico-chimiques des eaux usées de temps de pluie

9.4.1.2 Mode de fonctionnement de l'appareil

Une pompe péristaltique ou à dépression aspire un volume prédéterminé et remplit tout ou partie d'un flacon. L'appareil peut contenir un seul flacon (confection directe de l'échantillon moyen dans un récipient de plusieurs litres) ou plusieurs, généralement 24 récipients de 1 litre. La programmation de l'appareil permet de déclencher les prélèvements à heure fixe ou à partir d'une commande extérieure. Les heures de prélèvement, volumes prélevés et numéros de flacons sont enregistrés.

Pour assurer la représentativité de l'échantillon pompé et éviter le colmatage du tuyau de prise, des cycles de vidange et de purge à l'air et à l'eau précédent chaque prélèvement.

9.4.1.3 Usages

Le préleveur échantillonneur est indispensable à toute mesure de la qualité des effluents. Lorsque c'est possible (place disponible, alimentation électrique, vandalisme) on utilisera un préleveur réfrigéré.

Préleveur seul : prélèvements + analyses. En station d'épuration et campagnes de mesures temporaires en réseau.

Préleveur en complément d'un dispositif de mesure en continu de la qualité pour établir les courbes de corrélation entre le signal mesuré et la concentration en polluant ou bien vérifier la qualité des résultats fournis par la mesure alternative.

Lors des campagnes de temps de pluie ou de temps sec sur un cycle journalier, compte tenu de la variabilité des effluents, on utilisera systématiquement des préleveurs multiflacons. A partir de plusieurs échantillons obtenus par un préleveur multiflacons, il est toujours possible de constituer un échantillon représentatif des caractéristiques moyennes des effluents sur la durée de la campagne de mesure. Par contre, avec un préleveur mono flacon, on ne peut pas connaître la variabilité des effluents pendant cette période.

Pour le suivi des substances indésirables (micropolluants, métaux) présentes notamment dans les rejets de temps de pluie, la technique du prélèvement et des analyses est la seule qui soit opérationnelle dans les conditions techniques et financières courantes.

Exemples d'utilisation :

- Mesure permanente en entrée de station d'épuration :

Préleveur échantillonneur réfrigéré permettant de confectionner un échantillon moyen journalier. Le tuyau de prélèvement est immergé dans une zone de brassage, ce qui est essentiel pour disposer d'un échantillon moyen représentatif d'effluents bruts, fortement décantables. Les effluents bruts sont instables (évolution rapide des matières oxydables et de l'azote organique et ammoniacal en présence d'oxygène et avec de la chaleur), ce qui rend la réfrigération indispensable pour ralentir la cinétique des réactions biologiques et chimiques et conserver les caractéristiques de l'échantillon.



- Mesure temporaire sur déversoirs d'orage pour évaluer les flux déversés et réaliser des pollutogrammes des déversements: Préleveur échantillonneur 24 flacons autonome posé dans un regard. Déclenchement à partir d'un limnimètre à ultrasons aérien pour une hauteur d'eau supérieure à 5 cm dans le déversoir. Prélèvements à pas de temps variable (par exemple 3 minutes au début du déversement puis toutes les 6 minutes).

Préleveur échantillonneur multi-flacons installé dans un regard au-dessus du collecteur aval déversoir d'orage (appareil ouvert).

L'exploitation des données collectées par limnimétrie+prélèvements analysés permet de construire des pollutogrammes de temps de pluie (buts : optimiser la gestion du réseau+stratégie de traitement de la pollution pluviale). Fourniture des éléments réglementaires au service de police sur les déversements de temps de pluie (caractéristiques de la pluie, flux et volumes déversés).

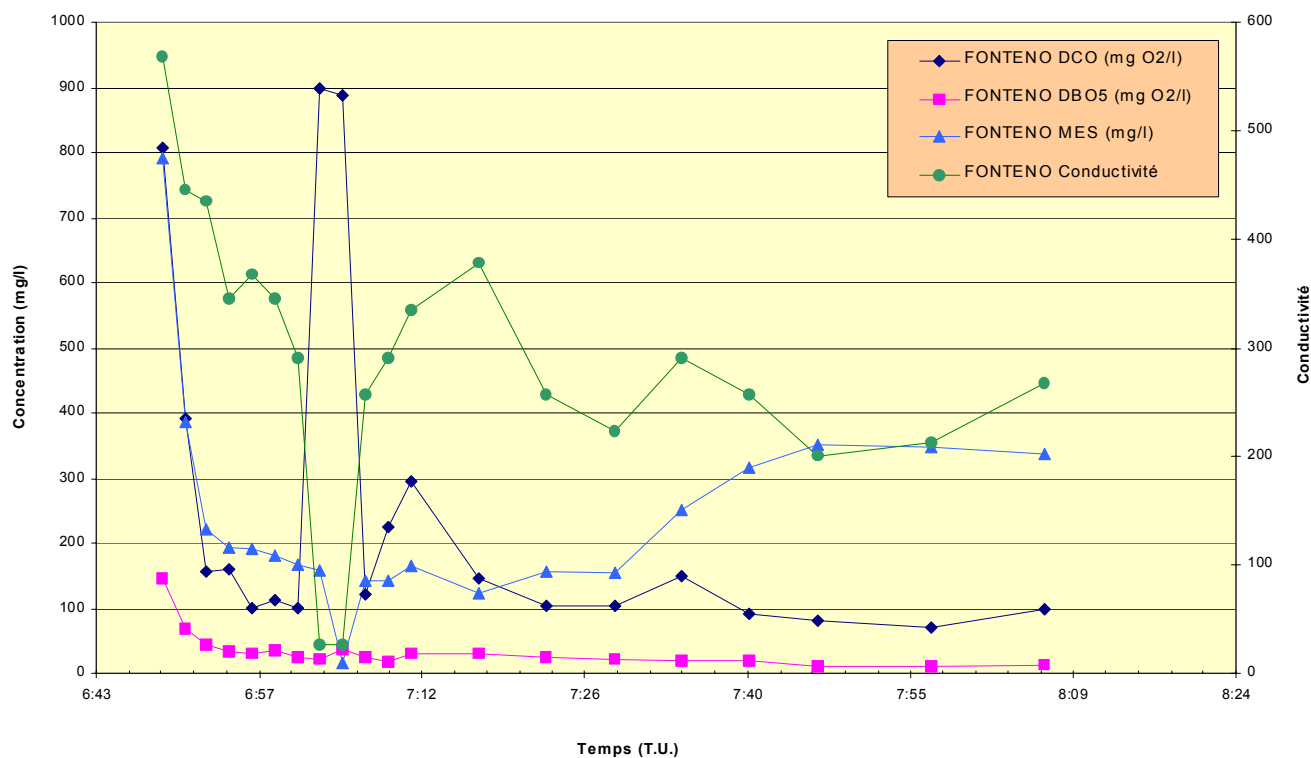
Parfaite intégration en milieu urbain (rien n'est visible en surface lorsque le regard est refermé).



Ci-dessus, tuyau de prélèvement dans le collecteur. Embout rigide orienté vers l'aval pour éviter le colmatage par les flottants et protection contre l'arrachement. Risque de ségrégation des matières en suspension lorsque la vitesse d'écoulement est élevée.

- Pollutogramme en concentration sur un déversoir d'orage construit à partir d'échantillons prélevés puis analysés

Pluie n°1 (02/08/00) - Pollutogramme DO Fonteno



9.4.1.4 Conditions générales d'utilisation

9.4.1.4.1 Prélèvement des échantillons :

Eviter les crépines qui s'encrassent, préférer un simple embout rigide placé dans une zone de turbulence (effluent homogène) et orienté vers l'aval pour éviter le colmatage par les flottants (plastiques et autres).

Placer le préleveur le plus près possible du point de prélèvement (la puissance d'aspiration de la pompe limite la dénivelée admissible entre le point de prélèvement et le préleveur).

Le tuyau d'aspiration doit constamment monter entre le point de prélèvement et le préleveur (points bas = dépôts).

Lorsque le point de prélèvement est fixe, il doit être implanté pour que l'échantillon prélevé soit autant que possible représentatif des caractéristiques moyennes de l'effluent aux différentes gammes de débit. Eviter de le positionner au fond du radier où les dépôts sont toujours plus importants que la moyenne. Pour les effluents bruts, choisir les zones où le brassage est important.

9.4.1.4.2 Conservation des échantillons :

Les appareils réfrigérés permettent de maintenir les échantillons prélevés dans leur état initial pendant 24 heures. Cette durée est réduite à quelques heures pour les préleveurs non réfrigérés lors des fortes chaleurs.

9.4.1.4.3 Éléments de cout et maintenance

Coût : Préleveur échantillonneur multiflacons non réfrigéré autonome (batterie): 5 K€ environ

Préleveur échantillonneur réfrigéré: 6 à 8 K€

Maintenance : Nettoyage après chaque prélèvement + remplacement des accumulateurs après chaque prélèvement et toutes les semaines pour les appareils qui fonctionnent sur batterie.

Contrôler les volumes effectivement prélevés dans les conditions d'utilisation. Membrane de la pompe péristaltique, tuyau de prélèvement et dessiccateur à maintenir en bon état (remplacements programmés en fonction des durées d'utilisation, une à deux fois par an).

Seuls, les appareils non réfrigérés peuvent fonctionner sur batterie avec une autonomie suffisante (une semaine).

9.4.1.5 Recommandations pratiques

Le préleveur échantillonneur non réfrigéré, mobile et peu encombrant, s'installe facilement dans un regard ou dans une chambre en réseau d'assainissement avec quelques aménagements mineurs (support de pose). Il ne craint pas une submersion occasionnelle ou l'humidité ambiante.

L'utilisation de regard d'assainissement offre généralement une bonne protection contre le vandalisme.

Le point de prélèvement sera situé sur un tronçon où l'écoulement est turbulent (homogénéisation). Lorsque le prélèvement est couplé à une mesure de débit, il n'est pas nécessaire que les deux opérations soient réalisées au même point (antinomie entre les conditions de prélèvement et de mesure de débit).

9.4.1.6 Limites d'application :

La qualité de la chaîne de mesure doit être optimale à tous les niveaux pour aboutir à des résultats satisfaisants :

9.4.1.6.1 Variabilité temporelle des effluents

Equipe d'intervention disponible 7 jours sur 7. Conservation des échantillons le moins longtemps possible à température ambiante (quelques heures au plus) et 24 heures au maximum en enceinte réfrigérée. Attention aux campagnes de mesure en été.

Laboratoire disponible pour prise en charge et analyse dans les meilleurs délais. Etre vigilant sur les conditions de conservation en laboratoire avant analyse.

9.4.1.6.2 Représentativité des effluents

Le problème de la représentativité des effluents se pose à plusieurs niveaux.

Tout d'abord, l'échantillon prélevé à l'instant t en un point unique de l'écoulement est-il représentatif des caractéristiques moyennes de l'effluent dans la veine liquide au même moment ?

Ensuite, entre deux prélèvements, l'évolution des caractéristiques physico-chimique peut-elle être considérée comme linéaire ?

Enfin, les caractéristiques de l'échantillon aspiré sont-elles les mêmes que celles du liquide qui est stocké dans le flacon du préleveur (ségrégation des particules et/ou modification de l'échantillon) puis celles de l'échantillon qui sera analysé en laboratoire (homogénéisation, évolution de certains paramètres) ?

Une étude menée sur le bassin versant expérimental du marais (M. Ch Gromaire et G. Ghebbo, dans [S.H.F.](#)) fait état d'une incertitude aléatoire comprise selon les paramètres entre 12 et 18% sur la mesure d'une concentration moyenne à l'échelle d'un événement pluvieux et entre 30 et 46% pour un prélèvement ponctuel.

PRELEVEUR ECHANTILLONNEUR	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p>Faible coût d'investissement Durée de vie de l'appareil Résultats satisfaisants si chaîne de mesure cohérente du prélèvement jusqu'au laboratoire Utilisable pratiquement partout</p>	<p>Représentativité Maintenance lourde+astreintes Coût global élevé (temps passé+analyses) Représentativité de l'échantillon prélevé par rapport aux caractéristiques moyennes de l'effluent à l'instant t</p>

9.4.2 Turbidimètre

9.4.2.1 Principe de mesure

Turbidité : Réduction de la transparence d'un liquide due à la présence de matières non dissoutes. Les matières en suspension (MES) représentent une partie des matières non dissoutes.

Un turbidimètre est un appareil de mesure optique de la turbidité qui permet d'évaluer en continu certains paramètres de la pollution des rejets urbains.

Il existe deux techniques de mesure de la turbidité, l'**opacimétrie** (mesurage de l'atténuation d'intensité lumineuse *transmise* au travers d'un liquide) et la **néphélogétrie** (mesurage de la lumière *diffusée* par les particules).

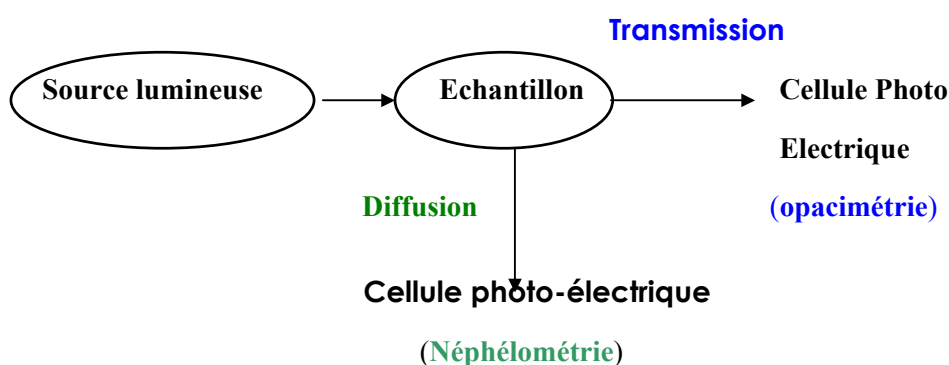


figure71: Schéma de la turbidimétrie

- Principe de l'**opacimétrie**: Loi de Beer-Lambert qui établit une proportionnalité entre la concentration et les caractéristiques des particules avec l'extinction (E) d'un faisceau lumineux de longueur d'onde donnée.

- Principe de la **néphélogétrie**: Principe de Rayleigh qui permet de faire le lien entre l'intensité de la lumière diffractée et le nombre et la taille des particules pour une longueur d'onde supérieure à 800 nm (infrarouge).

Les mesures optiques sont réalisées à des longueurs d'onde spécifiques à chaque paramètre. La longueur d'onde utilisée est celle pour laquelle le paramètre de la pollution mesuré va particulièrement absorber ou réfléchir la lumière incidente. Usuellement, les MES sont mesurées dans le spectre visible (≈ 550 nm) et les matières organiques dans l'ultraviolet (≈ 250 nm).

9.4.2.2 Mode de fonctionnement de l'appareil

La sonde du turbidimètre est plongée dans le liquide, elle en mesure la turbidité pour une longueur d'onde donnée adaptée à un paramètre de la pollution (MES ou DCO par exemple).

La courbe de corrélation locale permet ensuite de transformer la valeur mesurée (turbidité) en concentration du paramètre de la pollution. Ceci peut permettre de répondre aux exigences réglementaires en matière d'autosurveillance des réseaux d'assainissement (déversoirs d'orage). Attention, la courbe de corrélation est propre à chaque site et à chaque appareil.

9.4.2.3 Conditions générales d'utilisation

9.4.2.3.1 Usages

Mesures en système d'assainissement, en temps réel et en continu (à pas de temps court) : Outil indispensable pour tout ce qui concerne la gestion en temps réel des ouvrages à partir de données qualitatives.

Mesure en continu : justifiée lorsqu'il y a des variations brusques et importantes des caractéristiques des effluents ou lorsqu'il est nécessaire de disposer de longues séries de valeurs.

Exemples d'utilisation

- Mesure permanente en collecteur d'assainissement et station d'épuration pour évaluer les concentrations en MES et DCO dans les effluents
- Gestion de la vidange de la tranche supérieure des effluents de temps de pluie dans un bassin de décantation.

9.4.2.3.2 Mise en service :

Étalonnage de l'appareil : consiste à faire coïncider les valeurs de turbidité affichées par l'appareil avec celles de solutions de caractéristiques connues. La norme NF EN 27027 de 1994 indique que l'étalonnage des appareils doit être réalisé avec un étalon de formazine. Cette solution est à préparer localement, sa durée de vie est faible (quelques semaines) et on la présume cancérigène. On préférera donc travailler en routine avec d'autres solutions de caractéristiques connues, stables et non toxiques.

Étalonnage sur site ou pseudo étalonnage, qui permet d'établir une relation entre les paramètres optiques mesurés par l'appareil (turbidité) et les concentrations de MES et DCO dans les eaux sur un site de mesure. L'installation du turbidimètre dans le réseau doit être conjointe avec celle d'un préleveur multiflacons pour construire les courbes de corrélation dites aussi courbes d'étalonnage entre concentration et turbidité propres à chaque site de mesure et aux caractéristiques des effluents. Ceci nécessite la réalisation d'analyses physico-chimiques. Une bonne courbe de corrélation comporte au moins une trentaine de points aux diverses gammes de concentration. Dans certains cas, les corrélations sont différentes entre temps sec et temps de pluie.

Le pseudo étalonnage peut aussi être réalisé en laboratoire en immergeant le turbidimètre dans les échantillons prélevés dans le collecteur avant analyse.

9.4.2.3.3 Éléments de cout et maintenance

Prix d'un appareil autonettoyant : 4 à 7,6 K€

Maintenance : nettoyage régulier, au moins hebdomadaire, même si le turbidimètre est autonettoyant. Démontage et étalonnage à la formazine ou avec des solutions de caractéristiques connues, stables et non toxiques deux fois par an.

9.4.2.4 Recommandations pratiques

Faciliter au maximum les conditions de maintenance ou de démontage des appareils lors du choix du site d'implantation.

S'assurer que l'échantillon analysé est représentatif (zone de brassage en collecteur).

Eviter d'avoir à travailler directement dans des écoulements permanents (fixation ou support amovible).

Eviter que des flottants ne colmatent l'appareil ou le système d'alimentation en eau.

Fiabilité : En réseau d'assainissement, milieu très agressif, les turbidimètres connaissent des pannes et dérives de la mesure. La maintenance et l'étalonnage doivent être rigoureux pour que les données obtenues soient fiables.

9.4.2.5 Limites d'application

Les appareils existants présentent encore des lacunes en terme de fiabilité, de justesse et de fidélité, ce qui peut poser des problèmes pour le pilotage d'ouvrages en temps réel (vidange d'ouvrages de traitement de la pollution lorsqu'un niveau de rejet est atteint par exemple).

Maintenance lourde sur site et en laboratoire pour garantir la bonne qualité des résultats.

TURBIDIMETRE	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p>Faible coût Mesure en continu Résultats en temps réel Peu encombrant Absence de réactifs</p>	<p>Efficacité des systèmes de nettoyage automatique Dérive dans le temps, notamment pour les fonctionnements intermittents en temps de pluie. Nécessité de fabriquer des courbes de corrélation propre à chaque site de mesure.</p>

9.4.3 Capteurs spécifiques

9.4.3.1 Principes de mesure

Divers selon le ou les paramètres mesurés. Les plus usuellement rencontrés mettent en jeu des réactions électriques, électro chimiques ou optique.

9.4.3.2 Mode de fonctionnement des appareils

Deux possibilités :

- Une électrode ou une membrane est trempée directement dans l'effluent à analyser. Cette partie de l'appareil peut être autonettoyante. C'est en particulier le cas des sondes utilisées pour piloter l'épuration biologique en station d'épuration (potentiel redox, oxygène dissous, température, conductivité).
- Un système de pompage et éventuellement de filtration amène un volume connu d'échantillons dans une cuve où il va subir une préparation (ajout de réactif par exemple). Le capteur réalise ensuite la mesure puis l'échantillon est évacué. Une purge et un nettoyage initient un nouveau cycle. Par exemple, mesure optique avec ajout de réactif.

9.4.3.3 Usages

Campagnes de mesures liées au suivi en continu de pollutions spécifiques, hors MES. Par exemple, en station d'épuration urbaine, mesure des concentrations en orthophosphates dans les effluents bruts pour doser les sels métalliques afin d'optimiser la déphosphatation physico-chimique.

9.4.3.4 Éléments de cout et maintenance

Très variables selon les capteurs.

Prix d'achat compris entre 5 et 18 K€ selon le type d'appareil et les paramètres analysés.

Maintenance : nettoyages fréquents, de plusieurs fois par jour à une fois par semaine, y compris sur dispositifs autonettoyants.

Etalonnages réguliers à planifier à une fréquence à adapter au retour d'expérience.

9.4.3.5 Recommandations pratiques

A l'exception des mesures de routine pour piloter l'épuration biologique, à réserver à des études spécifiques dont les objectifs sont bien déterminés et disposant de moyens humains et financiers importants.

9.4.3.6 Limites d'application

Tous les paramètres de pollution ne peuvent pas être mesurés en continu. De plus, les différents types d'appareils disponibles pour la mesure en continu sont parfois plus adaptés au travail en laboratoire qu'aux conditions du terrain (fragilité mécanique, maintenance fréquente et complexe, etc).

9.4.3.6.1 Mesures de paramètres globaux

(oxygène dissous, température, pH, conductivité et potentiel redox).

Sondes bon marché, utilisées couramment pour divers usages, en particulier en station d'épuration et dans les milieux naturels. Présentent peu d'intérêt en réseau d'assainissement.

Utilisation :

Outils de gestion en temps réel de l'épuration biologique

Evaluation de la qualité globale des milieux récepteurs, complémentaire de mesures de paramètres spécifiques.



Station de la Communauté Urbaine du Grand Nancy pour la mesure en continu de la qualité de l'eau de la Meurthe à Nancy.

Circuit hydraulique interne avec trois sondes de mesure pour l'oxygène dissous, la conductivité, le PH et la température.

En gros plan, la sonde de mesure de l'oxygène dissous sortie de son puits de mesure.

Il est recommandé de mesurer l'oxygène dissous en immergeant directement la sonde dans le milieu.

Le pompage peut apporter une réoxygénation (à vérifier par des mesures ponctuelles dans le milieu).

9.4.3.6.2 Mesures de paramètres spécifiques

Dans cette catégorie, on trouve des appareils de mesure automatique en continu de l'ammonium, nitrates, phosphates, métaux, hydrocarbures, etc.

On distingue **les analyseurs** (pompage, préparation de l'échantillon puis mesure) qui automatisent des procédés plus ou moins complexes, comparables aux méthodes de laboratoire, des sondes immergées dans le milieu (mesure sans réactif).

Les analyseurs peuvent fournir des résultats assez proches des analyses normalisées en laboratoire, mais ces appareils sont onéreux à l'achat, fragiles car généralement assez proche du matériel de laboratoire ou du prototype de recherche, utilisent des consommables et leur maintenance est généralement complexe (à assurer par des spécialistes).

Leur utilisation est envisageable pour de longues campagnes ou de la mesure permanente.



Analyseurs de nitrates et d'ammonium
 Agence de l'eau Rhin-Meuse.
 Station De Lauterbourg sur le Rhin

Les capteurs immergés utilisent des méthodes optiques, sans réactif. Ils peuvent être autonomes, l'acquisition des données peut être intégrée dans le boîtier de l'appareil.

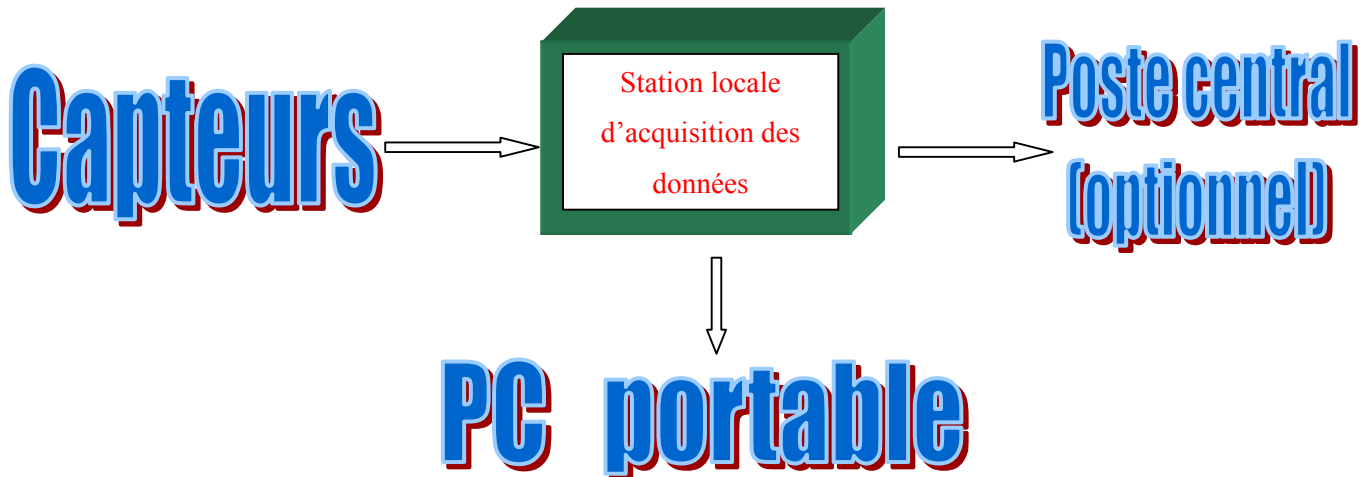
A chaque paramètre mesuré correspond une ou plusieurs longueur d'onde. Les résultats peuvent être perturbés par des interférences entre diverses substances. Les résultats sont donc à valider avant utilisation. Il faut aussi être vigilant sur la partie mécanique et le nettoyage des capteurs.

Ces capteurs sont adaptés à des campagnes de mesure dans des milieux pas trop agressifs.

CAPTEURS SPECIFIQUES	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p>Permet de connaître la variabilité temporelle des paramètres mesurés. Coût réduit sur de longues séries de mesures</p>	<p>Maintenance lourde et parfois complexe. Fiabilité. Prix d'achat et coût global. Fragilité. Les analyseurs sont des appareils volumineux qui ont besoin de bonnes conditions d'implantation (disposer d'un endroit sec et chauffé)</p>

9.5 La chaîne de mesure

Description :



9.5.1 Les éléments

- **Capteur** : Constitué le plus souvent d'une cellule de mesure, d'un transmetteur et d'un convertisseur qui transforme le signal reçu en grandeur physique usuelle. Une liaison permet d'envoyer des signaux analogiques, numériques ou tout ou rien vers une station locale d'acquisition et de stockage des données.
- **Station locale d'acquisition de données** : Reçoit le signal en provenance du capteur. Ce signal est transformé en grandeur physique, mis en mémoire et horodaté. Possibilité de transmission de données et de messages d'alerte vers l'extérieur.
- **Micro ordinateur portable** : Permet de collecter les données brutes stockées dans la station locale d'acquisition de données par l'intermédiaire d'un logiciel spécifique. Déplacement sur site nécessaire et connexion par port externe à la station d'acquisition.
- **Poste central (optionnel)** : Permet une liaison sans déplacement physique avec une ou plusieurs stations d'acquisition par l'intermédiaire d'une ligne téléphonique. Contrôle de bon fonctionnement, rapatriement de données brutes et gestion éventuelle des capteurs ou d'ouvrages.

9.5.2 Les objectifs

9.5.2.1 Premier niveau

Connaissance **a posteriori** du comportement du système d'assainissement (étude sur des cycles journaliers, pluies, etc).

Les mesures collectées puis validées **a posteriori** permettent de disposer de données pour réaliser le diagnostic de l'existant et fournir les éléments réglementaires sur les flux et volumes déversés.

La première option (minimaliste) consiste à installer des stations d'acquisition et de stockage des données autonomes. La collecte des informations archivées est réalisée par PC portable (déplacement sur place de l'opérateur).

La seconde option, plus évoluée, comporte en plus un poste central et des possibilités de connexions avec les stations locales d'acquisition. Ceci permet de connaître à volonté et sans avoir à se déplacer la chronique des événements et des problèmes rencontrés (panne d'un capteur par exemple).

La connexion à un poste central est indispensable pour de la métrologie permanente. Pour des campagnes de mesure temporaire, c'est une solution de confort. Ceci permet d'optimiser les déplacements, réservés à la maintenance planifiée et aux pannes, et fournit de bonnes conditions de travail à l'opérateur qui valide et exploite les données. Des anomalies sont détectées rapidement, les périodes de non-fonctionnement de la chaîne de mesure sont réduites au minimum. Cette option, plus onéreuse que l'approche minimaliste, nécessite une période de mise au point plus ou moins longue, au minimum de quelques mois.

A réserver aux dispositifs de mesure permanents ou semi-permanents.

Centrale d'acquisition autonome pour vélocimètre à effet Doppler

(équipement minimaliste).

Dispositif provisoire destiné à vérifier la courbe Hauteur-débit de la sonde à ultrasons aériens permanente, visible sur la gauche au second plan dans le regard (vue de dessus).



9.5.2.2 Second niveau

On met en œuvre un dispositif de traitement, de stockage et de transmission immédiate des données vers un Poste central, ce qui peut conduire à une gestion centralisée en temps réel du réseau (lutte contre les inondations, gestion hydraulique ou réduction des flux déversés).

Ce système est déjà opérationnel dans de grandes collectivités en ce qui concerne la lutte contre les inondations (Départements des hauts de Seine et de Seine Saint-Denis, Communauté Urbaine de Bordeaux, Communauté Urbaine du grand Nancy, etc.).

Il est systématiquement nécessaire de compléter les informations obtenues sur le fonctionnement du réseau par des données sur les pluies.

Centrale d'acquisition et de transmission des données pour un limnimètre à ultrasons aérien de la communauté urbaine de Lille.

Dispositif équipé d'un onduleur permettant de continuer la mesure et l'enregistrement en cas de coupure de courant sur le secteur (autonomie de 12 heures environ). Les données sont envoyées en temps réel vers un poste central afin de gérer le réseau en protection contre les inondations. Possibilité de se connecter localement avec un PC portable pour les opérations d'étalonnage par exemple



9.5.3 Critères de choix

Ils sont à adapter aux besoins et à la durée de l'étude. L'utilisation d'un poste central offre un certain confort en permettant de visualiser à distance les résultats obtenus et les dysfonctionnements éventuels des capteurs. Ne dispense en aucun cas des opérations de maintenance des capteurs sur site.

Le coût d'investissement est supérieur, il faut aussi prévoir le prix des liaisons téléphoniques. Les visites sur site sont réduites au minimum.

Le recours à la télégestion depuis un poste central est à privilégier. Le point faible de la chaîne de mesure reste le capteur

9.5.4 Validation , critique et gestion des données

Les valeurs enregistrées seront nécessairement validées et critiquées préalablement à leur exploitation.

- La première étape passe par un bon étalonnage du capteur sur banc d'essai (vérification des qualités intrinsèques du capteur) puis de la station de mesure (matériel sur site). Pour la mesure des débits, les vérifications des courbes $Q = f(h)$ ou d'estimation des vitesses moyennes dans l'écoulement, seront réalisées ponctuellement ou sur une courte période avec une autre technologie de mesure.

- Lorsque l'on pratique la gestion en temps réel, se pose le problème de la validation immédiate des données. Seules les valeurs aberrantes sont détectables a priori. Une maintenance rigoureuse est alors nécessaire avec des opérations programmées et une visite supplémentaire après chaque événement d'intensité significative (débit ou hauteur d'eau non usuels en collecteur).
- Une correction a posteriori peut néanmoins être apportée dans le compte rendu de l'événement.
-
- Pour une utilisation a posteriori des données, on ajoutera tous les éléments qui ont pu être observés pendant et après l'événement (observation directe, constat de désordres, etc) et permettant de faire une analyse critique des mesures. Ne pas valider des séries de mesure qui seraient contradictoires avec l'observation directe et les traces (marques de crue, photos, films, témoins oculaires).

Les données validées peuvent ensuite être enregistrées et exploitées dans une base de données, le cas échéant associée à un tableur pour la mise en forme des résultats.

Il faut toujours conserver les fichiers bruts initiaux, car de nouveaux éléments peuvent parvenir à connaissance et remettre en cause l'interprétation initiale.

Pour une diffusion ou une publication, il est souhaitable de mettre en forme les résultats (courbe, graphique, etc) ce qui permet de les rendre synthétiques et lisibles.

9.6 Exemples

9.6.1 Autosurveillance d'une petite station

Exemple d'équipement métrologique pour l'autosurveillance d'une petite station d'épuration collectant moins de 120 kg/jour de pollution organique en temps sec, soit 2.000 équivalent habitant

9.6.1.1 Objectifs

- *Réglementaires* (cf arrêté du 21/06/96) : Dispositif de mesure du débit et possibilité de réaliser des échantillons moyens journaliers en entrée et sortie. Les toutes petites stations (moins de 200eq-hab) ne sont pas concernées par ce texte
- Disposer d'éléments pour *optimiser le fonctionnement* des ouvrages
- *Information* du maître d'ouvrage et du public
- Veiller au respect *d'engagements contractuels* entre le maître d'ouvrage, l'agence de l'eau et l'exploitant éventuel (s'il est différent du maître d'ouvrage).

9.6.1.2 Mesure des débits

- Par limnimétrie :

Dispositif de mesure du débit en sortie de station d'épuration

(photo prise de l'amont vers l'aval).

Canal de mesure à fond plat et à contraction latérale (Venturi) préfabriqué adapté aux gammes de débit rencontrées.

Au premier plan, la sonde à ultrasons aériens sous son capot de protection contre les rayonnements solaires.

Au fond, l'étranglement qui provoque le ressaut et le changement de régime hydraulique. Sur ce type de dispositif, la précision de mesure du débit peut être meilleure que 5 %.

Un préleveur mobile peut permettre de réaliser des campagnes de mesure sur un cycle journalier.

Attention aux périodes caniculaires, risque de perturbation de la mesure de hauteur et d'évolution de l'échantillon moyen journalier si le préleveur n'est pas réfrigéré.



- Autre possibilité acceptable et peu onéreuse : Canal rectangulaire sans contraction latérale pouvant être équipé en déversoir rectangulaire ou triangulaire en mince paroi par ajout d'une plaque métallique amovible. Les formules de calcul du débit à partir de la mesure de hauteur d'eau sont connues pour ce type de seuil, ce qui évite l'opération toujours complexe de construction d'une courbe hauteur/débit à partir de mesures locales.

Réaliser si possible des vérifications à partir de mesure de vitesse, car les conditions normales d'utilisation des courbes ne sont pas toujours respectées.

- Mesure de hauteur d'eau par un limnimètre permanent à ultrasons aériens.
- A défaut, une canne de bulle à bulle installé pour la durée de la mesure suffira.

Les incertitudes globales sur la mesure de hauteur sont estimées entre 5 et 10 mm dans des conditions usuelles et avec du matériel courant.

9.6.1.3 Mesure des concentrations de pollution

Si la campagne de mesure est réalisée par fortes chaleurs, préleveurs réfrigérés ou isothermes indispensables pour maintenir les effluents dans leur état initial (DBO5 et ammonium notamment).

- *En sortie* : Préleveur mono flacon asservi au débit ou multiflacons avec prélèvement à pas de temps fixe (24 flacons/jour). Cette mesure est toujours réalisée car elle permet de connaître le niveau de rejet au milieu naturel.
- *En entrée* : Préleveur multiflacons avec prélèvement à pas de temps fixe (24 flacons/jour) ou asservi à une mesure de débit. Le préleveur multiflacons permet le cas échéant de disposer d'éléments sur la variabilité des effluents bruts au cours d'un cycle journalier. Les effluents étant très chargés, le préleveur sera réfrigéré ou isotherme. A défaut, un préleveur non isolé dans lequel on introduit un pain de glace peut aussi faire l'affaire lorsqu'il n'existe pas d'autre solution.

La comparaison des mesures en entrée et sortie permet de faire des calculs de rendements épuratoires, sauf sur lagunage (temps de séjour long).

Les flux journaliers sont le produit du volume journalier par la concentration du polluant dans l'échantillon moyen prélevé.

Paramètres analysés sur échantillon moyen:

- MES, DCO, DBO5 et ammonium ou NTK.
- Azote global et phosphore total si le milieu récepteur est classé en zone sensible à l'eutrophisation
- Eventuellement paramètres spécifiques au réseau (industrie, artisans, etc).

9.6.1.4 Mode de fonctionnement

Déclenchement des prélèvements à pas de temps fixe ou asservi à la mesure de débit. Un flacon/heure avec un prélèvement de 0,25 litre tous les ¼ d'heure par exemple. Pour confectionner un échantillon moyen proportionnel au débit à partir de prélèvements horaires à pas de temps fixe, utiliser l'enregistrement horaire des débits.

Le volume retenu pour l'heure h est le rapport du volume écoulé pendant l'heure h sur le volume total écoulé pendant le cycle journalier et multiplié par le volume

souhaité de l'échantillon moyen (2 litres par exemple). L'échantillon moyen journalier est la somme des volumes horaires pondérés.

Les volumes utiles des échantillons sont ensuite transportés en laboratoire pour analyses, sans rupture de la chaîne du froid et le plus rapidement possible (moins de 24 heures).

9.6.1.5 Raisons du choix

Matériel peu onéreux et facile à mettre en œuvre ponctuellement. Étalonnage facile de la mesure de hauteur d'eau.

9.6.1.6 Autres options

Préleveur mono flacon asservi à la mesure du débit.

Avantage : L'échantillon moyen est confectionné directement.

Inconvénient : Aucun moyen de vérification en cas de dysfonctionnement ponctuel.

Mesures qualitatives réalisées par des méthodes alternatives (bandelettes, photomètre de terrain, etc). A faire valider par le service de police de l'eau.

EQUIPEMENT D'UNE PETITE STATION	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p>Matériel peu onéreux, facile à installer et à étalonner</p> <p>Bonne précision si la taille du canal de mesure est adaptée aux gammes de débits et aux conditions normales d'implantation.</p> <p>Maintenance simple</p>	<p>Coût des analyses et temps passé</p> <p>Représentativité du cycle journalier choisi dans la chronique annuelle</p>

9.6.2 Autosurveillance d'un déversoir d'orage

Exemple d'équipement métrologique pour l'autosurveillance d'un gros déversoir d'orage (situé sur un réseau collectant plus de 600 kg/jour de pollution organique en temps sec, soit 10.000 équivalent habitant)

9.6.2.1 Objectifs

- *Réglementaires* (cf arrêté du 22/12/94) : Mesure en continu du débit et estimation des flux de DCO et MES déversés pendant les évènements pluvieux.
- Disposer d'éléments pour *l'élaboration d'une stratégie progressive de traitement de la pollution de temps de pluie* au niveau de l'agglomération à partir de mesures sur des D.O., en collecteur et en station d'épuration.

9.6.2.2 Mesure des débits

- Par limnimétrie :

Pour un équipement permanent, on recherchera prioritairement la configuration adaptée à la mesure limnimétrique par ultrasons aériens. Les trois principaux motifs sont: coût d'investissement réduit, maintenance minimale et longévité du matériel.

Sonde à ultrasons aériens dans un ouvrage de déversement à l'aval d'un collecteur.

Mesure permanente et en continu des hauteurs d'eau

(pas de débit en temps sec).

Mesure des débits déversés uniquement.

L'ouvrage maçonné rectiligne permet de construire une courbe hauteur débit à partir de la formule de Manning - Strickler. Calage par jaugeages

au vélocimètre portable ou bien

au vélocimètre à effet Doppler

(cf [9.2.1.](#)).



9.6.2.3 *Mesure des flux de pollution*

Pour des raisons pratiques et économiques, il n'est pas possible de prélever en routine les effluents déversés à un déversoir d'orage, sur une ou plusieurs chroniques annuelles. Il sera réalisé des campagnes de mesure pour connaître les flux déversés sur plusieurs pluies caractéristiques du régime climatique et de la saison.

- La manière de travailler qui sera préférée consiste à utiliser le modèle général de la collectivité (cf. 6.2.7.). Les campagnes de mesure de temps de pluie sont réalisées en quelques points stratégiques (D.O. importants, gros collecteurs) puis utilisées pour caler le modèle, tant sur le plan hydraulique que vis à vis des caractéristiques qualitatives des effluents.
- À défaut, à partir de la mesure permanente du débit et des mesures de concentration dans les effluents sur une série de pluies, il est possible de classer les flux déversés selon une typologie locale de classes de pluie liée à la saison, à la hauteur de précipitation et à la durée de la période de temps sec qui précède la pluie.

Dans les deux cas, on fait l'hypothèse de la reproductibilité au moins partielle des phénomènes de temps de pluie. La mesure du débit en continu en quelques points du réseau d'assainissement et la connaissance des caractéristiques de la pluie vont alors permettre d'évaluer les volumes et flux polluants rejetés et conservés pour de longues chroniques d'événements pluvieux. La partie qualitative peut être abordée simplement, par le biais de concentrations moyennes pendant la durée de l'événement ou de manière plus élaborée avec des pollutogrammes.

Matériel utilisé : Préleveur multiflacons autonome installé dans un regard et déclenchement local par asservissement au limnimètre à ultrasons qui assure la mesure permanente de hauteur d'eau dans l'ouvrage de déversement. Prélèvement à pas de temps variable, plus dense lors des pics prévisibles de concentration (souvent en début d'événement). Pluviomètre(s) permettant de caractériser les pluies.

Stratégie : Après chaque pluie, donc a posteriori, réalisation ou non des analyses physico-chimiques sur les effluents prélevés en fonction des caractéristiques de l'événement pluvieux et du bon fonctionnement des autres appareils météorologiques. Le préleveur est installé quelques mois par an pendant les périodes choisies (orages d'été = impacts forts sur la rivière, pluies d'hiver, etc).

9.6.2.4 *Conception de l'installation*

Mesure limnimétrique permanente par un limnimètre à ultrasons aérien installé en voûte (Cf. photo précédente) et raccordé à une centrale d'acquisition de données pour l'enregistrement des hauteurs et débits correspondants.

Mesure qualitative non permanente par préleveur multiflacons dont le déclenchement est asservi à la mesure de hauteur d'eau (plus de 10 cm dans le collecteur). Enregistre les heures de prélèvement et les volumes prélevés dans chacun des flacons remplis. Hauteur de prélèvement : 4 m au maximum.

Pour éviter les colmatages par les flottants, prélèvement sans crépine à partir d'un tuyau rigide qui ne doit pas être face au courant.

Possibilité de mesure qualitative permanente par turbidimétrie (évaluation des MES et/ou de la DCO). Voir [9.4.2.](#) et [Mesures en hydrologie urbaine](#) pour les conditions d'utilisation des turbidimètres et la réalisation de courbes de corrélation.

Le préleveur permet le cas échéant de pratiquer des analyses sur d'autres paramètres que MES et DCO (ammonium, métaux, polluants spécifiques au réseau, substances indésirables).

9.6.2.5 Exemple de mise en œuvre du préleveur

Sur un déversoir d'orage à l'aval d'un bassin versant urbain de 2000 hectares environ, avec une pente moyenne de 3%. Le D.O. est équipé en permanence d'un limnimètre à ultrasons aériens pour évaluer les débits déversés par limnimétrie.

L'objectif de la mesure est de construire des pollutogrammes de déversement pour quelques pluies de caractéristiques différentes afin de caler la partie qualité d'un modèle hydraulique.

9.6.2.5.1 Présentation du mode de programmation du préleveur 24 flacons

Déclenchement des prélèvements par asservissement au limnimètre à ultrasons aérien. Le premier prélèvement débute lorsque la hauteur d'eau dépasse 10 cm au droit de la sonde à ultrasons. Ceci permet d'éviter tout déclenchement intempestif du cycle de prélèvement pour un léger déversement non significatif.

9.6.2.5.2 Programmation du préleveur

Prélèvement d'un volume fixe à pas de temps fixe.

- 2 prélèvements de 0,5 l par flacon
- 24 premiers prélèvements à raison de 1 prélèvement de 0,5 l toutes les 3 minutes (Résultat de l'observation : les concentrations les plus élevées sont observées en début d'événement, on essaye donc de ne pas manquer de pics de concentration).
- 24 prélèvements suivant à raison de 1 prélèvement de 0,5 l toutes les 6 minutes (en fin d'événement, on observe des eaux très peu chargées, il est donc inutile d'avoir une fréquence de prélèvement élevée).

Les volumes utiles sont ensuite transportés en laboratoire pour analyses. En début de pluie, il y a une très forte variabilité instantanée des concentrations car le mélange est complètement hétérogène. Les résultats sont parfois difficile à exploiter.

9.6.2.5.3 Justification des choix

- Le pas de temps de prélèvement est plus court en début d'événement, car généralement la variabilité des effluents y est plus importante. Les pas de temps de prélèvement sont à adapter au contexte local (taille du bassin versant, caractéristiques du réseau et temps de concentration notamment).
- La durée maximale de prélèvement (3 h 30 environ) est suffisante pour ne pas manquer les pointes de concentration.
- La pollution de temps de pluie est essentiellement particulaire, donc très visuelle. Le retour d'expérience (aspects des échantillons prélevés) permet d'adapter les pas de temps au site étudié, à savoir prélever plus lorsque les concentrations sont élevées.
- Paramètres analysés : MES, DCO et ammonium sur les flacons visuellement pollués. Pour des raisons pratiques et économiques, les flacons d'eau claire (souvent en fin de pluie) sont regroupés en un échantillon moyen, pour analyse éventuelle.
- Pour un suivi des métaux ou micro polluants (effets essentiellement cumulatifs, notion de flux annuel déversé), travailler sur un échantillon moyen et préférentiellement sur les fines matières en suspension (adsorption des substances recherchées).
- Le dispositif installé est peu onéreux (moins de 15 K€), facile à implanter sans travaux de génie civil importants. Par contre, le coût des analyses est élevé (au minimum 300 €/pluie). Il est indispensable de prévoir une disponibilité permanente pour deux techniciens et des astreintes les jours fériés.

9.6.2.5.4 Autres options

- Déclencher le préleveur à partir d'un contact humide dans le collecteur (dans l'hypothèse où la hauteur d'eau n'est pas mesurée à proximité).
- Ajouter au dispositif une mesure qualitative permanente par turbidimétrie. Le préleveur est installé temporairement pour construire les courbes de corrélation turbidité/MES et turbidité/DCO et le cas échéant pratiquer des analyses sur d'autres paramètres (ammonium, métaux, substances indésirables)
- Modélisation qualitative et quantitative avec calage (mesures sur le terrain).
- Mesure permanente par vélocimétrie. A réserver aux sites soumis à une influence aval. En très gros collecteurs, on recommande les stations à ultrasons et temps de transit (cf [9.3.6.](#)).

9.6.2.5.5 Contraintes et limites d'application

- Maintenance hebdomadaire pour le contrôle du bon fonctionnement du préleveur et remplacement de la batterie pour les dispositifs autonomes.
- Nécessité de venir collecter les échantillons au plus tard quelques heures après la pluie lorsque le préleveur est non réfrigéré.
- Budget "analyses" important à prévoir. La variabilité constatée en temps de pluie impose, sauf exception, des analyses flacon par flacon.
- Tout déclenchement nécessite ensuite une visite, une vidange des flacons et une réinitialisation du préleveur.

- Lorsqu'il y a deux pluies successives, entrecoupées d'un arrêt des déversements, la seconde pluie n'est pas collectée.
- Adapter les pratiques aux besoins ou aux objectifs. Il est inutile de collecter des données trop nombreuses, parfois peu fiables et mal exploitées. Mesurer pendant des périodes significatives en terme de déversement ou d'impacts forts sur le milieu naturel ou les usages de l'eau, en y mettant les moyens techniques et humains suffisants. Nécessité d'une grande rigueur sur toute la chaîne de mesure : Prélever un échantillon représentatif, le conserver et le faire analyser rapidement et dans de bonnes conditions.

La mesure qualitative en continu coûte cher en matériel, en analyses et en temps passé. Il est préférable de faire un suivi qualitatif correct et bien exploité sur quelques pluies caractéristiques (par exemple, orage estival pour évaluer un impact sur le milieu récepteur) à un suivi permanent dans des conditions douteuses de validité des mesures. La complexité des phénomènes en jeu permet rarement d'aboutir à des relations simples entre par exemple le temps de retour de la pluie et les caractéristiques des effluents en concentration et flux.

Les phases ultimes de validation, exploitation et diffusion des données obtenues ne doivent pas être négligées.

La mesure des débits déversés doit être continue, hors pannes et périodes de maintenance sur ce type de déversoir important.

EQUIPEMENT D'UN D.O.	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p>Matériel peu onéreux et facile à installer</p> <p>Maintenance simple</p> <p>Généralement peu ou pas de génie civil. Toutefois, ne pas hésiter à aménager le DO pour améliorer la qualité de la mesure sur les débits et faciliter les opérations de maintenance.</p>	<p>Coût des analyses et temps passé</p> <p>Astreintes et interventions rapides 7 jours / 7 et si possible jour et nuit</p> <p>La chaîne de mesure complète doit être performante (prélèvement, stockage, transport et analyse).</p> <p>Le laboratoire d'analyses doit être proche</p> <p>Validation, exploitation et utilisation de la totalité des données à assurer</p>

9.6.3 Estimation des flux polluants à un déversoir d'orage

Exemple d'équipement métrologique pour l'estimation des flux et volumes dans un déversoir d'orage situé sur un réseau collectant entre 120 et 600 kg/jour de pollution organique en temps sec.

9.6.3.1 Objectifs

- **Réglementaires** (cf arrêté du 22/12/94) : Estimation des débits rejetés et des périodes de déversement.
- Disposer d'éléments pour *l'élaboration d'une stratégie progressive de traitement de la pollution de temps de pluie*. Etablir des pollutogrammes des déversements correspondants à diverses situations caractéristiques sur un cycle annuel (Se référer à [9.6.2](#)). Pour ce type d'étude, l'équipement à mettre en place est identique quelle que soit la taille du déversoir. Il est nécessaire de mettre en place les moyens adaptés aux objectifs).

9.6.3.2 Estimation des débits rejetés

9.6.3.2.1 Par modélisation calée par la limnimétrie

L'utilisation du modèle général de la collectivité, (cf. [6.2.1](#)) est la solution préférable, et tout à fait généralisable quelque soit la taille de l'agglomération pour l'évaluation des volumes déversés (cf. [6.2.6](#)).

9.6.3.2.2 Par limnimétrie seule

- Mesure des débits déversés par sonde à ultrasons aériens.
- Intérêt : Investissement faible, peu de maintenance.
- Courbe hauteur débit bâtie à partir de formules hydrauliques (Manning - Strickler ou autre) et éventuellement calée par une ou plusieurs campagnes de mesure au vélocimètre pour vérification.
- Les données sont stockées dans une station locale d'acquisition des données proche du capteur. Son alimentation peut être autonome ou raccordée au secteur.
- Prévoir une visite par mois environ pour collecter les données avec un micro ordinateur portable.
- Cette estimation des débits est réalisée par une mesure limnimétrique en continu avec l'utilisation d'une courbe hauteur-débit si possible calée (cf. [9.2.1.2.3](#)).
- En parallèle, il est possible de connaître les caractéristiques des pluies par Météo France, qui dispose d'un [réseau de pluviomètres](#) sur tout le territoire. A défaut, toute collectivité peut se doter de son propre matériel sous réserve d'en prévoir la maintenance et de stocker les mesures.
- Lorsque la série de pluies mesurées est suffisamment importante (sur une chronique annuelle ou pluriannuelle par exemple), il est possible d'estimer les débits déversés par classe de pluie. Une simple mesure de pluviométrie peut alors permettre d'estimer les volumes déversés, avec une précision très approximative.

9.6.3.3 Estimation des périodes de déversement

Par limnimétrie : La mesure de hauteur d'eau horodatée sur la station locale d'acquisition de données permet de connaître les durées de déversement.

En l'absence de mesure par limnimétrie : toujours par type de pluie, on peut chronométrer la durée du déversement depuis l'extérieur. Il est aussi possible d'installer un contact sec (TOR) sur le seuil de déversement qui enregistre le début et la fin de l'événement. Solution peu intéressante par rapport à l'installation d'un limnimètre à ultrasons aériens qui apporte en plus des informations sur les hauteurs d'eau et éventuellement les débits.

9.6.3.4 Mesure des flux de pollution

En général, pas de mesure directe des concentrations dans les déversements. On assimilera les caractéristiques des effluents déversés à celles des effluents entrant dans la station d'épuration en période de pluie et qui sont réalisés dans le cadre de l'autosurveillance de la station. A défaut, utiliser les données de la bibliographie sur les concentrations moyennes des effluents de temps de pluie.

9.6.3.5 Raisons du choix

Recherche de matériel simple, fiable et nécessitant peu d'entretien et un niveau de compétence basique.

9.6.3.6 Contraintes et limites d'application

Personnel disponible pour ce type de travail dans les petites collectivités et coût des mesures.

On peut suggérer de réserver cette application stricte des textes réglementaires aux déversoirs qui représentent un enjeu réel, par exemple lorsque le milieu récepteur est fragile ou son débit d'étiage faible. La généralisation d'un tel suivi offre sinon peu d'intérêt, on lui préférera une modélisation, même sommaire.

EQUIPEMENT D'UN PETIT D.O.	
<i>Intérêts</i>	<i>Difficultés</i>
<p>Matériel peu onéreux et facile à installer Peu ou pas de génie civil Maintenance simple Eléments de connaissance du fonctionnement du réseau</p>	<p>Intérêt de mesures systématiques ? Utilisation des résultats ? Précision des résultats</p>

Bibliographie générale

(Voir aussi la bibliographie [spécifique](#) à la fin du chapitre 8)

Abwassertechnische Vereinigung, avril 1992.

Directives pour le dimensionnement et la conception des évacuateurs d'orage dans les systèmes unitaires.

Règles techniques, A- 128, (ATV), Hennef.

Afnor, 1999.

Ouvrages d'assainissement : Volume 1 : Mise en œuvre. Ouvrages annexes.

Volume 2 : Canalisations d'assainissement. Normes applicables au fascicule 70.

Paris, 1480 p.

Agence de l'eau Rhin-Meuse/DIREN Lorraine, février 1997.

Comment évaluer les objectifs de réduction des flux de substances polluantes d'une agglomération.

Bassin Rhin-Meuse.

Azzout Y., Barraud S., Cres F.N., Alfakih E., 1994.

Techniques alternatives en assainissement pluvial: choix, conception, réalisation et entretien.

Paris, éditions Lavoisier TEC&DOC, 372 p.

Baril D. 2000

Milieu aquatique et document d'incidences.

Paris, Conseil supérieur de la pêche, 316 p.

Barroin G., 1999.

Limnologie appliquée au traitement des lacs et des plans d'eau.

Les études des agences de l'eau n° 62.

Bernard-Valette N. 2000

Simulation des impacts sur les eaux souterraines de l'infiltration des eaux pluviales en milieu urbanisé. Application au cas de l'aquifère de l'Est Lyonnais.

Thèse de doctorat, INSA, Lyon.

Bertrand-Krajewski J.L., Laplace D., Joannis C., Chebbo G., 2000.

Mesures en hydrologie urbaine et assainissement.

Paris, éditions Lavoisier, TEC &DOC, 794 p.

Certu, 1998.

Risques et réseaux techniques urbains.

Lyon, 170 p.

- Certu, 1998.
Ruissellement urbain et POS.
Lyon, 100 p.
- Certu, 1998.
Techniques alternatives aux réseaux d'assainissement pluvial.
Lyon, 156 p.
- Certu, 1999.
Chaussées poreuses urbaines.
Lyon, 152 p.
- Certu, 1999.
Valoriser les zones inondables dans l'aménagement urbain. Repères pour une nouvelle démarche.
Lyon, 232 p.
- Certu, 2000.
Organiser les espaces publics pour maîtriser le ruissellement urbain.
Lyon, 124 p.
- Certu, 2001.
Guide juridique d'un service d'assainissement.
Lyon, CD-Rom.
- Chaïb Jérôme, 1997.
Les eaux pluviales. Gestion intégrée.
Paris, éditions Sang de la terre, les guides pratiques, FONCIER CONSEIL, 176 p.
- Chocat B., (coordinateur).
Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement.
Paris, éditions Lavoisier, Tec et Doc, 1997, 1124 p.
- Cottet, 1980.
La pollution des eaux pluviales en zone urbaine.
ENPC – Agence financière de bassin Seine-Normandie.
- Document technique FNDAE n° 21, 1998.
Études préalables au zonage d'assainissement. Guide méthodologique à l'usage des techniciens.
Paris, éditions Cemagref.

Document technique FNDAE n° 22, 1998.

Filières d'épuration adaptées aux petites collectivités.

Paris, éditions Cemagref.

Etude inter-agences n° 50, 1996.

Guide de l'autosurveillance des systèmes d'assainissement.

Agences de l'eau, 147 p.

Jounot A. 1999.

Cycle de l'eau et marchés publics. La référence aux normes.

Paris, AFNOR, 216 p.

Milne et Al, 1989.

The impact of combined sewer overflows discharge on river quality,

Progress report of the pendle water field study n°2251-M, water research center.

NOVATECH, 1992, 1995, 1998, 2001.

Les nouvelles technologies en assainissement pluvial.

Lyon, GRAIE, CD-Rom.

Pastant et Salleron (1993)

Assainissement des agglomérations: Objectifs de protection des milieux par temps de pluie. Eléments méthodologiques.

Agence de l'eau Rhin Meuse, in *La houille blanche*, septembre 1993.

RERAU.

Méthodologie de programmation de réhabilitation des collecteurs visitables.
MELT/DRAST, IREX.

Service Technique de l'Urbanisme & Agences de l'eau (1994).

Guide technique des bassins de retenue d'eaux pluviales.

Paris, éditions Lavoisier, TEC &DOC, 275p.

S.H.F., décembre 2000

Autosurveillance et mesures en réseau d'assainissement.

Colloque de Lyon.

Trabuc P., 1989.

Pollution apportée par les rejets urbains de temps de pluie.

Agence de l'eau Seine-Normandie.

T.S.M., n°4-avril 1998.

Eau pluviale et aménagement urbain.

Paris, dossier p 30-96.

T.S.M., n°6-juin 1998

L'eau dans la ville.

Paris, dossier, p 20-65.

T.S.M., n°5-mai 1999.

L'effet de la réglementation sur la valorisation des boues.

Paris, dossier p. 12-67.

T.S.M., n°5-mai 2001.

Génération et transport de la pollution urbaine par temps de pluie.

Paris, dossier p. 10-108.

Valiron F. et Affholder M., 1996.

Guide de conception et de gestion des réseaux d'assainissement unitaire. État de l'art.

Paris, éditions Lavoisier, TEC & DOC.

Valiron F. et Tabuchi J. P., 1992.

Maîtrise de la pollution urbaine par temps de pluie. État de l'art.

Paris, éditions Lavoisier, TEC & DOC, 564 p.

Glossaire des termes techniques et sigles employés

Agglomération :

Au sens de l'assainissement, c'est une zone desservie ou pouvant être desservie par un réseau de collecte qui conduit les effluents à une station d'épuration ou un point de rejet unique.

Azote ammoniacal (NH₃ ou NH₄⁺) :

Azote présent sous forme d'ammoniac libre et d'ions ammonium. Il provient de la décomposition de la matière organique. Peut présenter un risque de toxicité directe sur les organismes aquatiques.

Azote Kjeldahl (NTK) :

Azote organique et ammoniacal, déterminé par minéralisation à l'acide sulfurique dans des conditions spécifiées. L'azote présent dans les eaux usées brutes en réseau est quasiment exclusivement sous cette forme.

Azote organique :

Azote présent dans les composés organiques des eaux usées urbaines.

Bassin de retenue :

Ouvrage destiné à stocker temporairement les eaux urbaines excédentaires lors des pluies, avant de les restituer au milieu récepteur dans des conditions acceptables.

Bassin d'orage (ou bassin tampon) :

C'est un bassin de retenue installé sur un réseau unitaire, souvent immédiatement à l'amont de la station d'épuration, et destiné à stocker provisoirement tout ou partie des effluents unitaires collectés pendant une pluie pour les restituer ensuite, à débit contrôlé, à la station d'épuration

Carbone organique total (COT) :

Quantité de carbone présente dans la matière organique qui est dissoute ou en suspension dans l'eau.

Demande biochimique en oxygène (DBO) :

Quantité d'oxygène à fournir pour dégrader par voie aérobie les matières organiques biodégradables contenues dans un échantillon d'eau à 20°C. On utilise généralement la DBO₅ (à 5 jours) comme indicateur de biodégradabilité de la pollution. Cette mesure est très utilisée, facile à réaliser, mais peu précise.

Demande chimique en oxygène (DCO) :

Quantité d'oxygène à fournir pour oxyder par voie chimique les matières contenues dans un échantillon d'eau: Oxydation à chaud (150°C) par du bichromate de potassium en présence d'acide sulfurique.

Déversoir d'orage (DO) :

Ouvrage qui permet de rejeter au milieu naturel une partie des effluents lorsque le débit dans le système est supérieur à ses capacités hydrauliques.

Eau brute :

Eau qui n'a subi aucun traitement épuratoire. Peut désigner une eau usée qui entre dans une station d'épuration afin d'y être traitée ou bien une eau de rivière avant potabilisation.

Eau pluviale ou eau de ruissellement :

Partie de l'eau qui ruisselle à la surface du sol, vers un cours d'eau ou un réseau d'assainissement à la suite d'une pluie. L'usage du mot ruissellement est préférable pour éviter toute ambiguïté avec l'eau de pluie, dont une partie s'infiltré ou s'évapore.

Eau usée brute :

Eau usée non traitée.

Eau usée de temps de pluie :

Désigne un mélange d'eau usée, d'eau de ruissellement et des dépôts remis en suspension dans le réseau. Les rejets urbains de temps de pluie (RUTP) représentent l'ensemble des déversements par les D.O. et des eaux traitées par la station d'épuration en temps de pluie.

Eau usée urbaine :

Eau provenant des rejets d'une collectivité et éventuellement d'industries localisées dans l'agglomération et qui rejettent au réseau des eaux brutes ou pré traitées.

Échelle :

Intervalle entre le minimum et le maximum que peut mesurer un appareil

Écoulement Laminaire :

Les particules ont des vitesses parallèles dans l'écoulement. Il n'y a pas de brassage. Correspond à un nombre de Reynolds faible (<2000). Les écoulements ne sont pratiquement jamais laminaires en réseau d'assainissement.

Écoulement Turbulent :

Il y a brassage permanent des particules dans l'écoulement. Dissipation d'énergie. Nombre de Reynolds élevé (>4000). En régime permanent, les vitesses instantanées en un point de l'écoulement sont variables en grandeur et en direction. Toutefois, la vitesse moyenne est constante en ce point sur une durée de mesure suffisante. Une durée minimale de 30 seconde est recommandée pour la mesure de vitesse instantanée en un point dans un écoulement turbulent. Usuellement, une durée de mesure plus courte permet d'obtenir aussi une valeur acceptable.

Effluent :

Eau collectée par un système d'assainissement, ou sortant de ce système soit après traitement dans une station d'épuration, soit sans traitement, par un déversoir d'orage ou un exutoire quelconque.

Équivalent/habitant (EH)

Notion utilisée notamment pour définir la capacité des stations d'épuration, en fonction de la masse de pollution qu'elles reçoivent. La directive européenne du 21 mai 1991 *relative au traitement des eaux urbaines résiduaires* a défini l'EH comme « la charge organique biodégradable ayant une demande biochimique en oxygène en cinq jours (DBO₅) de 60 grammes d'oxygène par jour.

Erreur absolue :

Ecart entre la mesure et la valeur vraie ou la valeur estimée de la grandeur mesurée (la valeur vraie n'est généralement pas connue).

Etalonnage :

Etablissement d'une relation entre les valeurs indiquées par l'appareil de mesure (hauteur, vitesse, turbidité, absorbance, différence de potentiel, etc) et les valeurs connues du paramètre mesuré.

Eutrophisation et Hyper-eutrophisation :

Enrichissement de l'eau, qu'elle soit douce ou saline, par des nutriments, en particulier par des composés d'azote et de phosphore, qui accéléreront la croissance d'algues et des formes plus développées de la vie végétale. A terme, peut conduire à une asphyxie du milieu.

Hydrogramme

Courbe représentant l'évolution du débit en fonction du temps, en un point donné d'un réseau ou d'un cours d'eau.

Hydrocarbures polycycliques aromatiques (HAP) :

Composés contenant au moins un cycle benzène. Ils résultent principalement de la combustion incomplète des hydrocarbures. Présentent des effets toxiques et notamment cancérigènes.

Justesse :

Qualité de l'appareil correctement réglé, qui laisse peu de place aux erreurs systématiques.

Limnimétrie :

Mesure de hauteur d'eau

Limnimètre :

Appareil qui mesure une hauteur d'eau

Matières en suspension (MES) :

Matières non dissoutes contenues dans l'eau et maintenues en suspension par brassage. Les matières les plus fines (< 250 µm de diamètre) portent l'essentiel de la pollution des rejets de temps de pluie et notamment les micropolluants.

Micropolluant :

Substance susceptible d'avoir une action toxique à des concentrations très faibles (s'exprimant en µg/l).

MISE :

Mission interservice de l'eau. Coordination au niveau du département de l'ensemble des services chargés de la police de l'eau.

Noüe

Fossé large et peu profond, souvent enherbé, susceptible de stocker les eaux de ruissellement, avant infiltration ou évacuation vers un exutoire de surface.

Nitrification :

Phase finale de l'oxydation de l'azote organique et ammoniacal par les bactéries. Généralement, les produits ultimes d'une telle oxydation sont des nitrates.

Nombre de Froude :

Nombre sans dimension exprimant le rapport des forces d'inertie aux forces de gravité. Utilisé en hydraulique pour déterminer si un écoulement est fluvial ($Fr < 1$) ou torrentiel ($Fr > 1$).

Exemple : En chenal rectangulaire, $Fr = V / (gD)^{1/2}$, avec V, vitesse moyenne et D profondeur moyenne de la section.

Nombre de Reynolds :

Nombre sans dimension exprimant le rapport des forces d'inertie aux forces de viscosité. Utilisé en hydraulique pour déterminer si un écoulement est laminaire ou turbulent. Le passage d'un régime à l'autre correspond à un nombre de Reynolds voisin de 2000. Ce nombre peut aussi être utilisé pour évaluer les coefficients de perte de charge.

Exemple : En chenal rectangulaire, $Re = VD/v$ avec V, vitesse moyenne, D profondeur moyenne de la section, v viscosité cinématique du fluide.

Phosphore (P) :

Corps chimique simple indispensable à la croissance de la végétation et à la survie des organismes vivants. Assimilable par les plantes sous une forme oxydée (PO_4 , ions phosphates) ou organique.

Les apports anthropiques principaux sont liés aux engrais et aux lessives. Le phosphore est le facteur principal et limitant de l'eutrophisation des eaux de surface.

Pollutogramme :

Courbe qui présente l'évolution de la pollution transportée au cours du temps. Exprimée en concentration ou en flux de pollution par unité de temps.

PPR :

Plan de prévention des risques naturels prévisibles (Code de l'environnement, article L 562-1 à 9).

Précision d'une mesure :

Notion à ne pas utiliser car la valeur vraie de la grandeur n'est généralement pas connue. On préférera donc utiliser la notion d'incertitude de mesure qui caractérise la dispersion des valeurs mesurées autour de la meilleure estimation de la valeur vraie.

Régime fluvial :

Lié à une pente faible de l'écoulement. Une perturbation affecte les conditions de l'écoulement vers l'amont et l'aval. Nombre de Froude inférieur à 1

Régime torrentiel :

Lié à une pente forte de l'écoulement. Une perturbation n'affecte les conditions de l'écoulement qu'à l'aval de son point de départ. Nombre de Froude supérieur à 1.

Réglage :

Opération qui consiste à amener l'appareil de mesure à une justesse convenable en agissant seulement sur les moyens mis à la disposition de l'utilisateur (potentiomètres ou touches numériques pour le zéro et la référence)

Réseau d'assainissement :

Réseau d'égouts et ouvrages auxiliaires assurant le transport des eaux résiduaires et/ou des eaux de ruissellement vers une installation de traitement ou une masse d'eau réceptrice. On distingue les réseaux unitaires (mélange d'eaux usées et pluviales dans le même tuyau) des réseaux séparatifs.

Rejets urbains de temps de pluie (RUTP) :

Effluents déversés en temps de pluie par les exutoires d'eaux pluviales, les déversoirs d'orage sur réseaux unitaires et les ouvrages de dépollution. Les flux de pollution ainsi déversés sont généralement très importants (même ordre de grandeur annuel que les rejets de temps sec).

Système d'assainissement :

Il comprend le réseau d'assainissement, les déversoirs d'orage, la station d'épuration et les éventuels ouvrages délocalisés de traitement de la pollution. (Il ne comprend pas *a priori* les éléments de réseau strictement pluvial, qui font partie, eux du réseau hydrographique)

Vélocimétrie :

Technique de mesure des débits à partir de la vitesse d'écoulement et de la section mouillée

Vélocimètre :

Appareil capable de mesurer de la vitesse d'un écoulement.

ZICO

Zone importante pour la conservation des oiseaux (directive européenne du 2 avril 1979).

ZNIEFF :

Zone naturelle d'intérêt écologique faunistique et floristique. Ces zones ont fait l'objet d'un inventaire scientifique national sous l'autorité du Muséum National d'Histoire Naturelle.

Zone humide :

« ...terrain exploité ou non, habituellement inondé ou gorgé d'eau douce, salée ou saumâtre de façon permanente ou temporaire. » (loi du 3 janv. 1992, article 2).

Ces zones qui présentent une forte potentialité biologique, sont inventoriées, pour un bon nombre d'entre elles, dans les ZNIEFF, les ZICO, ou encore dans le réseau Natura 2000 (directive européenne du 21 mai 1992).



Table des matières

Sommaire	2
Avant-propos	3
Introduction	4
Partie I : La collectivité et les enjeux de l'assainissement	9
Chapitre 1: Le management global de l'assainissement	10
1.1 La maîtrise d'ouvrage face à la finalité de l'assainissement	12
1.1.1 L'évaluation du service rendu _____	12
1.1.2 Le respect de la réglementation et des normes _____	13
1.1.3 La politique à long terme _____	14
1.2 L'élaboration et la mise en œuvre de la politique de l'assainissement	15
1.2.1 L'appropriation des connaissances de base _____	15
1.2.2 La délimitation des zonages d'assainissement _____	16
1.2.3 La conception du programme d'assainissement _____	17
1.2.4 Une réalisation du programme d'assainissement le plus souvent échelonnée dans le temps _____	21
1.2.5 Un suivi de la mise en œuvre du programme d'assainissement _____	21
1.3 Le management global de l'assainissement collectif	22
1.3.1 De l'évaluation du service rendu à la gestion du système d'assainissement _____	22
1.3.2 La recherche de l'adéquation du système d'assainissement aux besoins _____	24
1.3.3 L'optimisation du fonctionnement par la gestion du service d'assainissement _____	25
1.3.4 Les outils de connaissance du système et de son fonctionnement _____	26
1.3.5 Le développement d'une « culture de gestion » _____	28
Chapitre 2: L'assainissement dans la ville	31
2.1 La maîtrise des pollutions	34
2.1.1 Les eaux usées _____	34
2.1.2 Les eaux de ruissellement _____	37
2.2 La ville dans son bassin versant hydrographique naturel	38
2.2.1 Les conditions générales d'écoulement _____	38
2.2.2 L'évacuation des eaux de ruissellement _____	38
2.2.3 Ruissellement naturel / ruissellement modifié (régulation des débits) _____	40
2.2.4 Le risque « inondation » _____	41
2.3 L'intervention organisatrice de la collectivité	44
2.3.1 Le développement de la ville et les projets d'aménagement _____	44

2.3.2	La prévention des inondations	46
2.3.3	La politique générale de management de l'assainissement et son interférence avec l'urbanisme	47
2.4	L'élaboration d'une stratégie intégrée d'assainissement pour la ville	56
2.4.1	L'équipe d'élaboration du programme	56
2.4.2	L'approche	56
2.4.3	Le diagnostic de site	57
2.4.4	L'étude de cadrage	59
2.4.5	Le choix du scénario d'aménagement et des techniques d'assainissement	59
2.5	Rappel des outils réglementaires	65
2.5.1	Planification dans le domaine de l'eau	65
2.5.2	Organisation et limites de l'urbanisation concernée par l'assainissement	67
2.5.3	Cohérence entre le zonage d'assainissement et le zonage du PLU	71
2.5.4	Mémoire de la maîtrise du ruissellement dans le document d'urbanisme	71
2.5.5	Applications réglementaires qui s'imposent au particulier au moment du permis de construire	71

Chapitre 3: La sensibilité du milieu naturel aux rejets de la ville 73

3.1	les principes généraux	76
3.1.1	Les objectifs de rejets par temps sec	76
3.1.2	Les objectifs de rejet par temps de pluie	76
3.1.3	Les méthodes	77
3.2	L'identification du milieu récepteur	80
3.2.1	Les rivières	80
3.2.2	Les eaux côtières et les eaux de transition	83
3.2.3	Les plans d'eau	84
3.2.4	Les eaux souterraines	85
3.3	Les outils d'évaluation de la qualité	88
3.3.1	Qualité « écologique » du milieu récepteur	89
3.3.2	Qualité de l'eau	90
3.3.3	La qualité bactériologique	90
3.3.4	Les sédiments	91
3.3.5	Les outils disponibles par type de milieu	91
3.4	Les rejets urbains : caractéristiques et impacts	94
3.4.1	Les paramètres de la pollution	95
3.4.2	Origine et composition des eaux usées urbaines (temps sec et temps de pluie)	96
3.4.3	Les impacts des rejets urbains sur les milieux récepteurs	101
3.4.4	Les effets des rejets urbains	105
3.4.5	Les perturbations des usages de l'eau	109
3.4.6	Propositions pour une approche à partir du milieu récepteur	115

Partie II :	La conception de l'assainissement	117
Chapitre 4:	Les données nécessaires à la conception et à la conduite du programme d'assainissement	118
4.1	Le territoire et son occupation : le diagnostic de site	119
4.1.1	Les critères liés au milieu physique _____	119
4.1.2	Les critères liés à l'activité humaine _____	120
4.1.3	Les critères liés à l'urbanisation du site ou de ses abords _____	120
4.2	Le diagnostic du système d'assainissement	121
4.2.1	L'état actuel du système technique _____	121
4.2.2	Le fonctionnement du système d'assainissement _____	122
4.2.3	L'état actuel des impacts _____	122
4.2.4	Les règles de gestion en vigueur _____	122
4.2.5	La conformité à la réglementation et au cadrage environnemental _____	123
4.3	Les conclusions du diagnostic	124
4.3.1	<i>Analyse du site</i> : Les critères liés au milieu physique _____	125
4.3.2	<i>Analyse du site</i> : Les critères liés à l'activité humaine : cartographie des usages de l'eau et des contraintes qui y sont liées. ____	127
4.3.3	<i>Diagnostic urbain</i> : Les critères liés à l'urbanisation du site ou de ses abords _____	129
4.4	Exemple de prise en compte des données	130
Chapitre 5:	L'évaluation des impacts sur le milieu récepteur	138
5.1	L'utilisation des outils d'évaluation des milieux récepteurs	141
5.1.1	Les analyses physico-chimique et bactériologique _____	143
5.1.2	La mesure en continu _____	144
5.1.3	La modélisation _____	145
5.1.4	L'aspect quantitatif _____	148
5.2	La méthode d'évaluation de l'aptitude d'un milieu récepteur à recevoir des rejets	149
5.2.1	Les rejets en rivière _____	150
5.2.2	Rejets en milieu littoral marin _____	164
5.2.3	Rejets dans les plans d'eau _____	169
5.2.4	Rejets en eaux souterraines _____	172
Chapitre 6:	Les méthodes d'étude et de conception	176
6.1	Principes généraux à prendre en compte dans le choix d'une méthode d'étude	180
6.1.1	Chaque étude doit s'inscrire dans un processus continu _____	180
6.1.2	La collectivité doit contrôler et garder la trace de chaque étude ponctuelle _____	181
6.1.3	Les outils doivent être adaptés aux enjeux _____	182
6.1.4	Stratégie générale de choix des méthodes d'étude _____	184
6.2	Fiches de cas	185
6.2.1	Élaboration du modèle général _____	186

6.2.2	Diagnostic patrimonial du système d'assainissement (physique et économique) _____	190
6.2.3	Diagnostic global de fonctionnement d'un système d'assainissement existant _____	192
6.2.4	Diagnostic du fonctionnement par temps sec _____	195
6.2.5	Diagnostic de la station d'épuration _____	198
6.2.6	Diagnostic hydraulique d'un système d'assainissement existant _____	201
6.2.7	Diagnostic qualité : estimation des rejets d'un système d'assainissement existant _____	205
6.2.8	Diagnostic qualité : estimation des impacts des rejets d'un système d'assainissement existant sur les milieux récepteurs _____	209
6.2.9	Calcul des débits de pointe par temps sec _____	211
6.2.10	Vérification des conditions d'autocurage par temps sec _____	213
6.2.11	Élaboration du zonage _____	216
6.2.12	Élaboration du programme d'assainissement _____	219
6.2.13	Suivi de la mise en œuvre du programme d'assainissement _____	223
6.2.14	Mise en place de l'autosurveillance _____	225
6.2.15	Définition des charges de pollution arrivant à la station d'épuration (existante ou à créer) _____	227
6.2.16	Évaluation du ruissellement "naturel" d'un bassin versant avant urbanisation _____	230
6.2.17	Conception d'un système de gestion des eaux pluviales à l'échelle d'une petite zone amont : choix d'une solution technique adaptée (réseau traditionnel ou autre) _____	234
6.2.18	Dimensionnement d'un réseau neuf zone amont (tuyau) _____	237
6.2.19	Calculs hydrauliques et évaluation de la rugosité _____	239
6.2.20	Dimensionnement d'un ouvrage de stockage _____	242
6.2.21	Dimensionnement d'un ouvrage d'infiltration _____	243
6.2.22	Réutilisation d'une portion de réseau existant _____	245
6.2.23	Optimisation de l'utilisation des stations d'épuration par temps de pluie _____	246
6.2.24	Conception et dimensionnement d'un bassin d'orage (en entrée de station ou dans le réseau) _____	248
6.2.25	Conception et dimensionnement d'un ouvrage de dépollution par décantation (avec ou sans renvoi des effluents vers la step) _____	250
6.2.26	Conception et dimensionnement d'un déversoir d'orage _____	254
6.2.27	Conception et dimensionnement d'une station de relèvement ou de refoulement _____	258
6.2.28	Conception et dimensionnement d'un système sous pression ou sous vide _____	260
6.2.29	Conception et dimensionnement d'un piège à charriage _____	262
6.2.30	Cas des autres ouvrages spéciaux (siphons, chutes, dégrilleurs) _____	264
6.2.31	Traitement et valorisation des sous-produits du système d'assainissement _____	266
6.2.32	Organisation du contrôle des branchements _____	270

6.2.33	Éléments de mise en place d'un système de gestion en temps réel _____	273
Partie III :	Les outils nécessaires aux études	275
Chapitre 7:	Les données météorologiques	276
7.1	La mesure de la pluie	277
7.1.1	Les pluviomètres enregistreurs _____	278
7.1.2	Les radars météorologiques _____	280
7.2	Les calculs issus des données de pluie	282
7.2.1	Des séries chronologiques de pluie. _____	282
7.2.2	Des hyétogrammes (intensité en fonction du temps) de pluies observées _____	282
7.2.3	Des courbes Intensité Durée Fréquence (IDF) _____	282
7.2.4	Des coefficients de Montana et Grisollet pour les intensités de précipitation : _____	282
Chapitre 8:	Présentation des modèles utilisables pour le calcul des flux dans les systèmes d'assainissement	289
8.1	Principes de base de la modélisation en hydrologie urbaine	293
8.1.1	Notion de modèle _____	293
8.1.2	Classification des modèles par type d'utilisation _____	293
8.1.3	Classification suivant les approches _____	295
8.1.4	Qualité des modèles _____	296
8.1.5	Modèle et logiciel _____	297
8.1.6	Conclusions _____	297
8.2	Modèles globaux	299
8.2.1	Méthode rationnelle et méthode des courbes isochrones ____	300
8.2.2	Méthode de Caquot _____	304
8.2.3	Méthode des pluies et méthode des volumes _____	311
8.2.4	Évaluation de la masse totale de pollution rejetée par temps de pluie par les DO _____	317
8.3	Modèles détaillés	319
8.3.1	Principes : décomposition en éléments et en sous-phénomènes _____	319
8.3.2	Intérêt et limite des modèles détaillés _____	320
8.3.3	Organisation des modèles de simulation _____	321
8.3.4	Calcul des débits de temps sec _____	321
8.3.5	Représentation de la pluie _____	325
8.3.6	Calcul de la transformation pluie-débit _____	344
8.3.7	Modélisation du fonctionnement hydraulique des réseaux ____	375
8.3.8	Production et transport des polluants _____	385
8.3.9	Évaluation des effets sur les milieux _____	396
8.3.10	Calage des modèles _____	397
8.4	Bibliographie plus spécifique au chapitre 8	404

Chapitre 9: Métrologie de l'assainissement	411
9.1 Mesures dans les systèmes d'assainissement	416
9.1.1 Mesures en station d'épuration _____	417
9.1.2 Mesures aux déversoirs d'orage et en section courante du réseau	420
9.2 Techniques de mesure en continu des débits	424
9.2.1 Mesure d'une hauteur d'eau par limnimètre et transformation en débit par une courbe d'étalonnage $Q=f(h)$ _____	426
9.2.2 Vélocimétrie _____	431
9.3 Matériel de mesure des débits par limnimétrie	435
9.3.1 Limnimètre à ultrasons aérien _____	435
9.3.2 Limnimètre à ultrasons immergé _____	438
9.3.3 Limnimètre bulle à bulle _____	440
9.3.4 Capteur piézo-résistif _____	442
9.3.5 Appareil à ultrasons et effet Doppler _____	444
9.3.6 Appareil à ultrasons et temps de transit (corde de vitesse) ____	448
9.3.7 Appareil à effet électromagnétique _____	450
9.4 Mesure qualitative	453
9.4.1 Préleveur échantillonneur _____	456
9.4.2 Turbidimètre _____	462
9.4.3 Capteurs spécifiques _____	465
9.5 La chaîne de mesure	468
9.5.1 Les éléments _____	468
9.5.2 Les objectifs _____	468
9.5.3 Critères de choix _____	470
9.5.4 Validation , critique et gestion des données _____	470
9.6 Exemples	472
9.6.1 Autosurveillance d'une petite station _____	472
9.6.2 Autosurveillance d'un déversoir d'orage _____	475
9.6.3 Estimation des flux polluants à un déversoir d'orage _____	480
Bibliographie générale	482
Glossaire des termes techniques et sigles employés	486



Table des tableaux

Tableau 1.:	Le management global du système d'assainissement	22
Tableau 2.:	Coefficients d'imperméabilisation	39
Tableau 3.:	Fréquences d'inondation	55
Tableau 4.:	Prise en compte de l'environnement dans les documents locaux d'urbanisme	70
Tableau 5.:	Intervalle de variation des principaux paramètres de la pollution de la pluie.	96
Tableau 6.:	Teneurs en coliformes fécaux dans les rejets urbains – Présenté par Chebbo, Mouchel, Saget et Gousaille dans T.S.M., Spécial eaux pluviales, novembre 1995	99
Tableau 7.:	Ordre de grandeur des concentrations en mg/l.....	99
Tableau 8.:	Comparaison entre eaux ruisselées (ER) et eaux usées (EU) avant épuration.....	100
Tableau 9.:	Masses moyennes annuelles de pollution en kg/ha imperméable	100
Tableau 10.:	Échelle d'espace relative à l'impact des rejets urbains [Trabuc 1989].....	103
Tableau 11.:	Seuils de concentrations en oxygène dissous permettant la survie [Milne et Al, 1989].....	105
Tableau 12.:	Classement selon le dénombrement des germes indicateurs de contamination fécale.	111
Tableau 13.:	Classement des zones de baignade.....	112
Tableau 14.:	Classement selon le dénombrement des germes indicateurs de contamination fécale dans le coquillage.....	114
Tableau 15.:	Classement selon la concentration de certains polluant toxiques dans la chair humide du coquillage.....	114
Tableau 16.:	Les critères liés au milieu physique	126
Tableau 17.:	les critères liés à l'activité humaine	128
Tableau 18.:	Les critères liés à l'urbanisation.....	129
Tableau 19.:	synoptique « temps sec »	154
Tableau 20.:	Synoptique « temps de pluie »	163
Tableau 21.:	Synoptique « littoral marin »	166
Tableau 22.:	Synoptique « plan d'eau ».....	170
Tableau 23.:	Possibilités d'infiltration	173
Tableau 24.:	Extrait de la norme NF EN 752-2.	202
Tableau 25.:	Conditions d'autocurage à respecter.	214
Tableau 26.:	Valeurs minimales des vitesses d'écoulement pour l'autocurage préconisées dans différents pays.	214
Tableau 27.:	Valeurs minimales des contraintes de cisaillement pour l'autocurage préconisées dans différents pays.	215
Tableau 28.:	échéances de collecte et de traitement des eaux usées fixées par le décret 94-469 du 3 juin 1994 (reportées au CGCT, articles R 2224-11 à 16).	220
Tableau 29.:	Liste de critères discriminants permettant d'appréhender la faisabilité d'un principe de technique, d'après [Azzout et al, 1996].....	235
Tableau 30.:	Exemples de valeurs du coefficient de Manning-Strickler pour différents matériaux.	240

Tableau 31.:	Fréquence maximale horaire de démarrage des pompes.....	258
Tableau 32.:	La Rochelle (2ans-50 ans)	283
Tableau 33.:	Ambérieu (2ans-50 ans).....	283
Tableau 34.:	Ambérieu (hebdomadaire-annuelles).....	284
Tableau 35.:	Ambérieu (2ans-100ans).....	284
Tableau 36.:	Nice aéroport.....	286
Tableau 37.:	Millau-Soulobres.....	286
Tableau 38.:	Aurillac	287
Tableau 39.:	La Rochelle (2ans-100ans)	287
Tableau 40.:	Rennes-St Jacques de la Lande	288
Tableau 41.:	Exemple de valeurs forfaitaires pour le choix du coefficient de ruissellement en fonction du type d'urbanisme (voir aussi 2.2.2).	302
Tableau 42.:	détermination des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage de bassins versants en série ou en parallèle.	310
Tableau 43.:	Contribution des différents types de surfaces urbaines au ruissellement direct, adapté d'après (Chocat, 1978).	348
Tableau 44.:	Classification des modèles de pertes, d'après Desbordes (1974).	349
Tableau 45.:	Exemple de valeurs permettant le calcul des coefficients de ruissellement à appliquer selon la nature des surfaces et le type de précipitation.....	353
Tableau 46.:	Tableau correspondant à un coefficient de ruissellement toujours pris égal au coefficient d'imperméabilisation.....	354
Tableau 47.:	Prise en compte des surfaces des bassins versants selon leurs caractéristiques.	356
Tableau 48.:	Conditions antérieures d'humidité sur cinq jours (mm d'eau) du modèle SCS (Deutsch et al. 1989)	362
Tableau 49.:	Valeurs de CN pour des conditions moyennes de type A-II (Deutsch et al. 1989)	363
Tableau 50.:	Valeurs de CN en fonction des conditions antérieures d'humidité (Deutsch et al. 1989)	364
Tableau 51.:	Aide au choix d'un modèle en fonction de la nature du bassin versant et du type d'événement pluvieux.	375
Tableau 52.:	Schémas de discrétisation et coefficients Cj du modèle Muskingum	384
Tableau 53.:	Fourchette de concentration (mg/l) pendant une pluie selon la nature du réseau (fourchettes des valeurs moyennes les plus fréquentes trouvées dans la littérature).	386
Tableau 54.:	exemples de critères permettant de mesurer l'écart entre deux signaux.	399



Table des Figures

figure1:	Élaboration du programme d'assainissement	20
figure2:	Effet de l'imperméabilisation sur les hydrogrammes	39
figure3:	Exemple de zonage limitant l'imperméabilisation sur le territoire de la ville de Rennes. Alain Prenveille, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°224 Janv. Fév.2000.....	48
figure4:	Élaboration d'un scénario	60
figure5:	émergence d'un programme d'assainissement.....	63
figure6:	élaboration d'un programme d'assainissement « intégré ».....	221
figure7:	Exemple de renforcement de la crue à l'aval, dû à la mise en place d'un bassin de retenue.....	230
figure8:	Cartes Crupédix	232
figure9:	Règles de dimensionnement des déversoirs latéraux à seuil double	255
figure10:	Règles de dimensionnement des déversoirs à seuil haut et à chambre tranquillisante.....	256
figure11:	Schéma de principe d'un piège à charriage.....	263
figure12:	Schéma de principe d'un modèle cognitif.....	294
figure13:	Schéma de principe d'un modèle prévisionnel.....	294
figure14:	Schéma de principe d'un modèle décisionnel.....	294
figure15:	Schéma de principe d'un modèle normatif.....	295
figure16:	Modèles globaux et modèles détaillés (adapté de O'Loughlin et al., 1996).....	298
figure17:	Exemple de décomposition d'un bassin versant en sous bassins, limités par des courbes isochrones.....	301
figure18:	Découpage de la France en régions de pluviométrie supposée homogène, tel que proposé par l'Instruction technique de 1977.....	306
figure19:	Courbes Intensité-durée-fréquence.....	312
figure20:	Courbes Hauteur-durée-fréquence.....	312
figure21:	Superposition de la courbe Hauteur-durée pour une fréquence choisie et de la courbe d'évacuation.....	313
figure22:	Courbe des hauteurs cumulées sur la durée d'analyse.....	314
figure23:	Courbes permettant la détermination de la hauteur spécifique... ..	315
figure24:	Évolution des différentes grandeurs en fonction du temps.....	316
figure25:	Exemple de différentes décompositions d'un même bassin versant en sous-unités.....	319
figure26:	Schéma général d'organisation des modèles dans le cas d'une modélisation détaillée	321
figure27:	Différents types d'apports d'eaux claires parasites.....	324
figure28:	Définition d'événements pluvieux indépendants.....	327
figure29:	Différence entre dépouillement à origine fixe et dépouillement à origine variable.....	328
figure30:	Courbes Intensité-durée-fréquence de la station de Paris-Montsouris entre 1927 et 1978 pour les périodes de retour de 5, 10 et 100 ans. Ajustements par la formule de Talbot.....	330

figure31:	Pluie de type bloc.....	332
figure32:	Courbe $i(t)$ de type Chicago obtenue à partir de la courbe IDF ..	332
figure33:	Pluie de type Chicago centrée et discrétisée au pas de temps 15 min (extrait de Hémain, 1986)	333
figure34:	Exemple de pluie de projet double triangle.....	334
figure35:	Exemple de répartition des pluies par classe.....	339
figure36:	Exemple de découpage d'une zone par la méthode des polygones de Thyssen.	341
figure37:	Exemple de tracé de l'isohyète 20mm à partir d'observations faites sur 6 postes pluviométriques (hypothèses de variation linéaire des intensités).....	342
figure38:	Exemple de tracé d'isohyètes pour une pluie observée sur Lyon ; illustration E. Musso utilisant le logiciel IDRISI, mis à disposition par le CEMAGREF de Lyon (extrait de Chocat et al, 1997).	342
figure39:	Représentation d'une pluie a un instant donné par la méthode du quadrillage.....	343
figure40:	Schéma de principe des différents cheminements de l'eau sur et dans le sol, d'après Chocat (1978).....	345
figure41:	Classification des modèles de pertes, d'après Jovanovic (1986).	349
figure42:	Détermination des paramètre a et b'	352
figure43:	Détermination du coefficient de ruissellement pour un type de pluie donné.....	353
figure44:	Modèle faisant intervenir des pertes initiales (PI), des pertes continues constantes (PCC) et des pertes continues proportionnelles (PCP = coefficient de ruissellement).	355
figure45:	Principe de la méthode statistique.....	357
figure46:	Nombre de points à compter pour obtenir une précision relative donnée ; extrait de (Chocat & Seguin, 1986).....	358
figure47:	Détermination graphique du décalage t_0 de l'origine de la courbe de hauteur infiltrée $\varphi(t)$ et de l'instant t_1 à partir duquel le ruissellement peut commencer.....	360
figure48:	Courbe de la capacité d'infiltration réelle de l'eau dans le sol....	361
figure49:	Méthode des courbes isochrones.....	366
figure50:	Averse unitaire et hydrogramme unitaire associé (extrait de Réménéras, 1972)	367
figure51:	Hydrogrammes liés à des averses non unitaires (extrait de Réménéras, 1972)	367
figure52:	Schématisation d'un modèle réservoir.....	368
figure53:	Hydrogramme unitaire instantané du modèle du réservoir linéaire	369
figure54:	Représentation de l'amortissement et du décalage temporel entre l'entrée et la sortie.	370
figure55:	Représentation de la fonction $L(x)$	370
figure56:	Discrétisation du débit à l'entrée.	371
figure57:	Principe de fonctionnement d'un modèle conceptuel.....	381
figure58:	Principe du modèle Muskingum	382
figure59:	Signification physique du paramètre K du modèle Muskingum.	383
figure60:	Différentes grandeurs susceptibles d'intervenir dans la comparaison entre deux hydrogrammes.....	398

figure61:	Minimum d'une fonction convexe.	400
figure62:	Exemples de bonne et de mauvaises distributions des mesures (x : variable explicante, y : variable expliquée).	401
figure63:	Ajustement des mêmes points par une droite (D) et une parabole (P). Noter l'écart de l'extrapolation en a.	401
figure64:	Prise en compte des erreurs et des incertitudes dans les ajustements (x : variable explicante, y : variable expliquée).	402
figure65:	Relation entre le débit Q et la hauteur d'eau h au cours d'une crue. Extrait de Mesures en hydrologie urbaine et assainissement	427
figure66:	1) Courbe d'étalonnage $Q=f(h)$ établie à partir de mesures au vélocimètre à effet DOPPLER.....	429
figure67:	2) Courbe d'étalonnage $Q=f(h)$ établie à partir de mesures ponctuelles au vélocimètre portable (exploration du champ des vitesses).....	429
figure68:	Schéma de fonctionnement d'un vélocimètre Doppler.....	444
figure69:	Vérification d'une courbe hauteur-débit par vélocimétrie Doppler	446
figure70:	Principe de la mesure à ultrasons.....	448
figure71:	Schéma de la turbidimétrie.....	462

© CERTU – 2003

Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, du Tourisme et de la Mer
Centre d'études sur les réseaux, les transports, l'urbanisme et les constructions publiques

Toute reproduction intégrale ou partielle, faite sans le consentement du CERTU est illicite (loi du 11 mars 1957). Cette reproduction par quelque procédé que ce soit, constituerait une contrefaçon sanctionnée par les articles 425 et suivants du Code pénal.

Coordination : Pôle programme et produits

Pressage : Digiclic

Achevé d'imprimer : Juin 2003

Dépôt légal : 2e trimestre 2003

ISBN : 2-11-093148-5

Ce Cd-rom est en vente au CERTU

Bureau de vente:

9, rue Juliette Récamier

69456 LYON cedex 06 - France

04 72 74 59 59

www.certu.fr