
Programme « MGD Infiltration » du RCGU
Maîtrise et gestion durable des ouvrages d'infiltration
des eaux pluviales en milieu urbain

GUIDE TECHNIQUE :
RECOMMANDATIONS POUR LA FAISABILITE,
LA CONCEPTION ET LA GESTION DES OUVRAGES D'INFILTRATION
DES EAUX PLUVIALES EN MILIEU URBAIN



- JANVIER 2006 -

Coordinateur du guide : Sylvie Barraud, URGC, INSA de Lyon

Coordinateur du programme « MGD Infiltration » : Yves Perrodin, L.S.E., ENTPE

Chercheurs du programme « MGD Infiltration » ayant contribué à la rédaction du guide

- Sylvie Barraud, Sébastien Lecoustumer - *URGC: Unité de Recherche Génie Civil - Noyau Hydrologie Urbaine, INSA de Lyon, Bâtiment J.C.A. Coulomb , 34 avenue des Arts 69621 Villeurbanne Cedex,*

- Yves Perrodin, Cécile Delolme, Thierry Winiarski, Jean-Philippe Bedell - *LSE : Laboratoire des Sciences de l'Environnement, ENTPE, Rue Maurice Audin, 69518 Vaulx-en-Velin,*

- Janine Gibert, Florian Malard, Florian Mermillod Blondin - *LHBES : Laboratoire d'Ecologie des Hydrosystèmes Fluviaux (UMR CNRS 5023) - Equipe « Hydrobiologie et Ecologie Souterraines », Université Claude Bernard, Bâtiment Forel (403), 69622 Villeurbanne Cedex,*

- Rémy Gourdon, Valérie Desjardins - *LAEPSI : Laboratoire d'Analyse Environnementale des Procédés et des Systèmes Industriels, INSA de Lyon, Bâtiment Sadi Carnot, 69621 Villeurbanne Cedex,*

- Elodie Brelot, Laëtitia Bacot - *GRAIE : Groupe de Recherche Rhône-Alpes sur les Infrastructures de l'Eau, 66, Bd Niels Bohr, BP 2132, 69603 Villeurbanne Cedex.*

SOMMAIRE

Introduction	5
1. Quels sont les aspects à prendre en compte pour estimer la faisabilité des techniques d'infiltration ?	7
1.1. Disponibilité de l'espace.....	7
1.2. Capacité d'absorption du sol	7
1.3. Existence d'un exutoire permanent.....	7
1.4. Nature du sol propice à la présence d'eau	8
1.5. Niveau des eaux souterraines.....	8
1.6. Risque d'eaux chargées en fines	8
1.7. Passage de réseaux divers.....	8
1.8. Pente du site forte	8
1.9. Risque vis-à-vis de la pollution.....	8
1.10. Réglementation en matière d'infiltration	11
1.11. Facteurs socio-économiques limitants	12
2. Comment dimensionne t-on les ouvrages d'infiltration sur le plan hydraulique ? Quelles sont les méthodes existantes ?	13
2.1. Commentaire sur le choix du risque hydrologique et fonctionnement en dehors des « conditions de conception »	14
2.2. Commentaire sur les débits de fuite.....	15
3. Que sait-on du colmatage des ouvrages d'infiltration ? Peut-on prévoir son évolution ? Comment concevoir, gérer les ouvrages pour qu'ils se colmatent le moins possible ?.....	17
3.1. Caractérisation du colmatage.....	17
3.2. Evolution du colmatage.....	19
4. Que sait-on de la pollution dans les ouvrages d'infiltration ? Quel risque présente t-il vis-à-vis du sol et de la nappe ?	27
4.1. Au niveau du sol sous les ouvrages « centralisateurs ».....	27
4.2. Au niveau de la nappe	28
5. Comment assurer une surveillance efficace de l'impact des systèmes d'infiltration sur la nappe ?	33
5.1. Surveillance et détection d'anomalies du fonctionnement de la nappe	33
6. Quels sont les types de déchets produits par les systèmes d'infiltration ? Quels sont les modes traitement ou de pré-traitement envisagés et quelle est leur efficacité ?	37
Conclusion	38
Références bibliographiques	39
Annexe : Méthodes de dimensionnement.....	43

Introduction

L'assainissement des eaux pluviales est classiquement assuré en milieu urbain par un réseau de conduites reposant sur un principe simple : évacuer le plus loin et le plus vite possible les eaux pluviales. Cependant, le principe de ces infrastructures est aujourd'hui remis en cause. En effet, le développement urbain entraîne une imperméabilisation croissante des surfaces. De plus, la nature concentrique du développement (aménagement de la périphérie des villes) et la structure ramifiée des réseaux d'assainissement liée à l'écoulement gravitaire de l'eau provoque une concentration importante des flux vers les réseaux existants. Ceci se produit notamment dans les parties anciennes des villes, là où sont concentrées les activités sociales et économiques importantes.

Le développement urbain conjointement à celui des infrastructures d'assainissement a un deuxième effet : celui de la détérioration de la qualité des milieux récepteurs. Les recherches actuelles montrent que les eaux de ruissellement ainsi que celles qui ont transité dans les réseaux sont polluées, et les rejets urbains de temps de pluie sont de plus en plus souvent mis en cause dans la pollution des rivières urbaines, ceci que les rejets soient issus de réseaux unitaires ou de réseaux séparatifs pluviaux.

Enfin, le contexte économique joue en défaveur des réseaux. Les coûts de réseaux neufs sont devenus hors de portée de nombreuses collectivités et constituent parfois un facteur limitant du développement urbain. Par ailleurs, le contexte réglementaire et notamment la directive européenne du 1^{er} mai 1991 et la loi sur l'eau du 3 janvier 1992 renforcent les obligations des collectivités en matière de gestion des eaux unitaires et des eaux pluviales. La loi invite notamment les communes ou leur groupement à délimiter les zones où des mesures doivent être prises pour limiter l'imperméabilisation des sols et pour assurer la maîtrise des débits (article 35).

Dans ce contexte, le recours aux techniques de rétention/infiltration des eaux de ruissellement qui a débuté il y a une trentaine d'années est aujourd'hui en plein essor que ce soit en France ou à l'étranger¹. Cette préoccupation du contrôle à la source des eaux pluviales et plus particulièrement de l'infiltration comme moyen de drainage s'inscrit également dans une mouvance européenne importante. En effet, les réglementations évoluent pratiquement partout en faveur du recours aux techniques alternatives. Aussi, des groupes d'échange scientifique sur la question se sont-ils constitués ou re-mobilisés récemment².

Les qualités de ces techniques sont nombreuses. Elles tendent à diminuer les débits et/ou les volumes d'eaux pluviales intégrant tout au long du cycle de l'eau des points de contrôle où les flux peuvent être maîtrisés. Elles limitent les phénomènes de lessivage des surfaces urbaines par les eaux de ruissellement et permettent donc de diminuer leurs charges polluantes. Par ailleurs, compte tenu de la nature fortement décantable de cette pollution, ces techniques présentent un intérêt épuratoire important. En outre, elles permettent, souvent à moindre coût, d'urbaniser des zones qui sont éloignées des exutoires de surface (réseau existant, rivière, etc.). Enfin, elles offrent des potentialités de formes importantes (bassins, chaussées à structure réservoir, noues,...) et des possibilités d'usages variés (terrains de sport, espaces verts, ...) leur permettant de s'intégrer facilement dans le tissu social et dans le « paysage » urbain.

Cependant ces techniques de rétention / infiltration et les changements technologiques induits soulèvent de nombreuses questions. La principale concerne les performances réelles de ces techniques vis à vis des services qu'elles sont censées rendre sur leur durée de vie et dans un contexte urbain où les phénomènes naturels et anthropiques sont intimement liés :

¹ Neitzke S. (1999). Alternative techniques around the world – International literature review and case study. Report INSAVALOR, Lyon, (France), 66p.

² C'est le cas du sous-groupe SOCOMA (Source Control Management) du comité joint IAHR/IWA sur le drainage urbain (IAHR : association internationale de la recherche en hydraulique / IWA : Association internationale de l'eau), du groupe de travail du COST européen UCE C3 d'où a émergé le sous-groupe : *Stormwater as a resource in the urban environment*.

Permettent-elles une bonne protection contre les inondations compte tenu du fait que les systèmes techniques évoluent au cours du temps (colmatage progressif par exemple) et qu'ils peuvent être soumis à d'autres usages que le drainage des eaux pluviales ?

Sont-elles véritablement efficaces du point de vue de la préservation de l'environnement naturel et de la santé publique (protection des sols et des nappes contre les diverses formes de pollution) ?

L'analyse du cycle de l'eau et des charges polluantes que les eaux pluviales sont susceptibles de véhiculer incite à la prudence et il est évident que l'amélioration de la qualité des eaux de surface ne doit pas se faire au détriment de la qualité des eaux souterraines. De plus, même si l'efficacité des phénomènes de décantation et de piégeage de la pollution dans les couches superficielles du sol des ouvrages semble être particulièrement importante, est-ce que leur stockage provisoire est un facteur de risque sanitaire pour leur gestion technique ? pour les usages conjoints ? que faire des produits extraits lors des campagnes de curage ? leur devenir est-il correct en terme environnemental ? le coût des traitements ne risquent-ils pas de compromettre ces technologies ? et enfin est-ce que la fraction des polluants qui arrive jusqu'à la nappe n'affecte pas durablement la qualité des eaux souterraines et la diversité des organismes vivants qu'elles abritent.

En outre, ces questions de fond concernant l'adoption, la conception puis la gestion de techniques de rétention/ infiltration sont d'autant plus cruciales, que la réglementation incitant fortement à recourir aux techniques alternatives est assortie en France, pour des ouvrages soumis à déclaration ou à autorisation, d'une obligation de suivi météorologique et de surveillance de ces équipements (décret du 29 mars 1993).

Ce document fait suite au programme de recherche MGD infiltration du programme RGCU dont les objectifs étaient de développer une recherche permettant :

- de comprendre et décrire les phénomènes en jeux et leurs interactions. Cette recherche exige de prendre en compte des phénomènes hydrologiques, physico-chimiques (mobilisation et transfert des polluants) et biologiques (caractérisation des impacts des rejets sur les milieux sols et nappes) dont les dynamiques temporelles sont très différentes et qui sont de surcroît intimement interdépendantes.

- d'exploiter les connaissances acquises précédemment et de donner des moyens d'évaluation synthétiques fiables (indicateurs de performance par exemple) permettant aux gestionnaires de mesurer l'efficacité des techniques implantées, de suivre leur évolution et de déclencher des actions de gestion ou de re-conception des systèmes. Cette recherche doit permettre d'autre part de proposer des méthodes d'aide à la décision autorisant l'exploitation de l'ensemble de ces indicateurs.

En outre une des ambitions du programme était de diffuser les informations qui pouvaient s'avérer transférables au milieu professionnel. C'est l'objet du présent document.

Ce document a été bâti à partir des besoins en informations exprimés lors de la journée technique de restitution du programme intitulée « *L'infiltration des eaux pluviales – Nouveaux acquis pour la conception et la gestion des ouvrages* ». Pendant cette journée organisée par le GRAIE le 27 janvier 2005 à destination des gestionnaires et des opérationnels, de nombreuses questions écrites ont été collectées et ont guidé la rédaction de ce document.

Ce guide est donc organisé sous forme de questions opérationnelles qui recourent des thématiques liées à la faisabilité des stratégies d'infiltration, à leur conception, à la gestion et à leur suivi. Les réponses exploitent aussi bien des données de la littérature existant sur le sujet que les enseignements acquis lors du programme MGD infiltration.

1. Quels sont les aspects à prendre en compte pour estimer la faisabilité des techniques d'infiltration ?

Pour répondre à cette question, nous sommes repartis des critères discriminants élaborés par (Azzout, 1996) pour les systèmes d'infiltration et les avons complété par des informations récentes liées aux recherches développées dans ce programme.

En phase de faisabilité, les données sont généralement qualitatives et doivent permettre de se poser un certain nombre de questions permettant d'adopter ou non le principe de l'infiltration des eaux de ruissellement et, si l'infiltration est retenue, d'orienter le choix de solutions possibles et d'identifier les contraintes et potentialités qu'il sera nécessaire de développer en phase de conception. Les aspects à examiner sont les suivants.

1.1. Disponibilité de l'espace

Certaines solutions comme les bassins par exemple consomment de la place. Il importe donc que l'on prenne en compte la disponibilité foncière ou les contraintes de coût engendrées par la spécialisation de ces surfaces, si spécialisation il y a. Il est toujours intéressant de travailler avec des espaces pluri-fonctionnels (terrain de football, espaces verts et bassin de retenue par exemple), mais ce n'est pas toujours possible. La pluri-fonctionnalité, outre une optimisation des ouvrages ou des aménagements, permet la plupart du temps de garantir un bon entretien, généralement assuré pour les usages « secondaires » plus que par les fonctions principales. Ceci dit, d'autres solutions peuvent aussi être envisagées : noue, tranchée, puits, chaussée à structure réservoir, ...qui sont moins consommatrices d'espace.

1.2. Capacité d'absorption du sol

La capacité d'absorption hydraulique (aussi appelée « capacité d'infiltration ») d'un sol est un paramètre clé de la faisabilité. Au stade de l'étude de faisabilité on peut se contenter d'exploiter les archives (cartes, sondages et études antérieures) et d'apprécier la conductivité hydraulique du sol en fonction de sa nature. Les sols dont la conductivité hydraulique (à saturation) est supérieure à 10^{-6} m/s peuvent, a priori, être envisagés pour un système d'infiltration. Cette évaluation au niveau de la faisabilité devra bien évidemment être affinée en phase de conception. Il faudra notamment vérifier ultérieurement que les surfaces d'infiltration envisagées sont compatibles avec le débit de fuite et le temps de séjour souhaités et surtout que la capacité d'absorption est bien celle qui a été estimée lors de la faisabilité. Des mesures *in situ* en différents points et à la profondeur des futurs ouvrages sont absolument impératives.

Pour une conductivité hydraulique très élevée (en dessous de 10^{-2} m/s par exemple) des précautions s'imposent car elle peut conduire à des transferts de pollution très rapides et peu maîtrisés : cas des sols faillés présentant des écoulements hétérogènes (Karst,...), par exemple, dans lesquels il faut proscrire l'infiltration. L'avis d'un géologue ou d'un hydrogéologue sera donc utile pour évaluer ce risque.

Notons que l'infiltration peut se faire en surface ou à faible profondeur (noue, tranchée, plate-forme infiltrante, bassin peu profond) ou vers des horizons plus profonds à l'aide de puits par exemple.

1.3. Existence d'un exutoire permanent

Si les capacités d'infiltration sur place sont insuffisantes, on peut examiner d'autres possibilités complémentaires pour évacuer les eaux transitant dans l'ouvrage et coupler infiltration et rejet vers un autre exutoire. Il faut alors examiner si des exutoires complémentaires sont disponibles ou possibles : réseau d'assainissement, cours d'eau à proximité sur lesquels il est possible de se connecter.

1.4. Nature du sol propice à la présence d'eau

Certains sols ont des comportements mécaniques et vis à vis de la pollution interdisant l'infiltration ou tout du moins la limitant.

En matière de stabilité, le risque de dissolution des sols est important dans les sols gypseux et interdit toute infiltration (problème de stabilité des futurs ouvrages pouvant aller jusqu'à l'effondrement).

Le phénomène de retrait-gonflement peut entraîner, dans certains sols, des désordres mécaniques sur les structures environnantes. Ce phénomène n'est pas forcément rédhibitoire car il peut aussi favoriser la stabilité des ouvrages. Par mesure de prudence, il est recommandé de ne pas placer l'infiltration trop près des habitations ou de fondations d'ouvrages de génie civil.

Il faut enfin examiner la nature des sols vis-à-vis de sa réaction en matière de rétention de la pollution. Cet aspect sera abordé au § 1.9.

1.5. Niveau des eaux souterraines

Le niveau des plus hautes eaux de la nappe est un paramètre important pour plusieurs raisons. Une nappe peu profonde peut réduire les volumes de stockage, risque d'être très facilement contaminée par une pollution chronique ou accidentelle (pas de dépollution par le sol), endommager les ouvrages étanchés par sous-pression (voir DTU 11.1) qui pourraient être placés en amont. Une nappe est considérée comme peu profonde si les plus hautes eaux sont à moins de 1 mètre du fond de la future structure. Cette profondeur est aujourd'hui également recommandée dans le Guide « la ville et son assainissement » édité par le CERTU (2003). Toujours d'après ce guide, notons que tout ouvrage d'injection directe dans la nappe est à proscrire quel que soit la nature des eaux et le type de sol.

1.6. Risque d'eaux chargées en fines

Les eaux chargées en fines (terre végétale, résidus d'érosion...) sont les ennemies des surfaces d'infiltration et sont dommageables pour les ouvrages (colmatage) à moins que l'on ait prévu des dispositifs de décantation en amont, ce qui n'est pas toujours possible. En tout état de cause, il faut identifier très tôt la nature des eaux qui seront drainées par ruissellement. La présence de sols peu ou pas végétalisés, de talus à forte pente, la proximité de chantier dont les eaux ruissellent vers les ouvrages d'infiltration indiquent une probabilité d'apport de fines non négligeable. Il y a alors risque de colmatage et donc d'inondation à terme de ces zones.

1.7. Passage de réseaux divers

Un sous-sol encombré par des réseaux divers peut parfois rajouter une contrainte quant à la mise en place de certaines techniques d'infiltration. Cependant, si ce paramètre est pris en compte dès le début du projet, il ne constitue pas un facteur rédhibitoire.

1.8. Pente du site forte

La pente d'un site conditionne les capacités de rétention des ouvrages d'infiltration. La pente moyenne générale d'une zone n'est pas déterminante. Il s'agit plutôt d'identifier les pentes des emplacements possibles des futurs ouvrages. Urbonas & Stahre (1993) fixe à 7% la pente au-delà de laquelle il n'est pas raisonnable d'envisager de l'infiltration.

1.9. Risque vis-à-vis de la pollution

Le risque de pollution des eaux et des sols dépend du croisement de trois évaluations : la qualité des eaux de ruissellement à évacuer, les performances potentielles des ouvrages et enfin de la vulnérabilité du milieu récepteur (nappe ou sol).

■ La qualité des eaux recueillies (risque d'eaux chargées en pollution) – Phase de faisabilité

La pollution, chronique et accidentelle, peut être appréciée en fonction de la nature des surfaces drainées (toitures, voiries, parking, etc.) et du mode d'occupation des sols (zone résidentielle, commerciale, mixte, industrielle, ...) ainsi que de la composition des zones sollicitées.

En phase de faisabilité, on peut classer qualitativement les eaux recueillies suivant les zones qu'elles drainent (Cf. Tableau 1).

Type de surface	Classe de pollution
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Toitures en matériaux inertes, toits végétalisés sans traitement ▪ Zone piétonnière ou cyclable (chemin, accès, place, terrasse) ▪ Places de parking privées 	<i>Faible potentiel de pollution, l'infiltration est possible sans dispositif de traitement particulier</i>
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Parkings publics ▪ Voirie urbaine ▪ Route à faible ou moyen trafic ▪ Zone de stockage contrôlée ▪ Zone étendue (plusieurs dizaines d'hectares) 	<i>Potentiel de pollution moyen, système de prétraitement sans doute nécessaire</i>
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Eaux de toitures possédant de nombreuses parties métalliques. (VSA, 2002) donne pour identifier ces surfaces le critère suivant : Surface métallique > 50m² / installation ▪ Zones agricoles ▪ Zone de stockage non maîtrisée ▪ Zone d'activité potentiellement dangereuse (station essence par exemple) ▪ Routes à très grand trafic avec circulation importante poids lourds ou a circulation ▪ Zone ayant fait l'objet d'activités industrielles anciennes 	<i>Potentiel élevé soit en pollution chronique soit en pollution accidentelle</i> <i>Des études plus poussées doivent avoir lieu pour identifier les risques. En tout cas, l'infiltration devra s'accompagner de systèmes de traitement et de surveillance</i>

Tableau 1. Potentiel de pollution en fonction du type de surface drainée

L'historique des sols (activités industrielles antérieures présentes dans les archives) est également une information importante car un sol parfaitement apte à l'infiltration peut avoir emmagasiné des substances toxiques lors d'activités anciennes, substances qui pourront être relarguées dans le temps sous l'effet de l'infiltration d'eaux pluviales.

■ La performance épuratoire des ouvrages d'infiltration ou des ouvrages de pré-traitement placés en amont – Phase de faisabilité

Les performances épuratoires d'un système par infiltration sont liées aux performances de la chaîne d'équipement qui compose le système.

Compte tenu des caractéristiques de la pollution apportées par les eaux de ruissellement, il est aujourd'hui largement admis que le moyen le plus efficace de retenir cette pollution est la décantation. La pollution des eaux de ruissellement est en effet principalement portée par les MES (cas des métaux lourds et des hydrocarbures), sous forme de particules fines (<100 µm) (Stahre et al., 1990 ; Chebbo, 1992, Pisano et al, 1992), très décantables puisque les vitesses de chute observées présentent une valeur médiane de l'ordre de 7m/h selon (Chebbo, 1992).

Ainsi, lorsque les techniques d'infiltration drainent des zones importantes (plusieurs dizaines d'hectares), et en constituent l'exutoire, il est recommandé de placer des ouvrages de décantation à l'amont pour limiter les quantités de fines apportées, et donc le colmatage, mais aussi pour limiter les quantités de polluants qui sont principalement portés par les MES.

Notons qu'il est également admis aujourd'hui que les séparateurs à hydrocarbures ne sont pas très efficaces pour pré-traiter la pollution chronique. Ils présentent en effet des efficacités événementielles très chaotiques montrant parfois un piégeage parfois un relargage (Bardin, 1999). S'ils sont efficaces pour des situations bien particulières (zone avec station service, pollution accidentelle par exemple), ils ne peuvent être généralisés. Les concentrations en hydrocarbures dans les eaux de ruissellement sont en général faibles (<5 mg/L) en comparaison avec les concentrations pour lesquelles ils sont conçus. De plus, leur conception

n'offre pas de conditions tranquillisées satisfaisantes. Pour la pollution accidentelle, notons que de simples vannes, automatiques ou non, peuvent aussi être implantées sur les systèmes importants.

En règle générale, la meilleure stratégie est sans doute de ne pas polluer à la source, et donc de favoriser les stratégies d'infiltration en évitant le lessivage des surfaces polluées.

Dispositifs de pré-traitement

De nombreux compartiments sont placés par les concepteurs en amont des dispositifs d'infiltration mais ne jouent qu'un rôle de rétention des eaux et non de décantation. Le cas du bassin « Django Reinhardt » à Chassieu dans le Rhône en est une bonne illustration.

Le site "Django Reinhardt" est situé dans la zone industrielle de la commune de Chassieu, dans la plaine de l'Est Lyonnais. Ce bassin versant est équipé d'un réseau séparatif eaux usées/eaux pluviales dont la partie pluviale a pour exutoire un bassin d'infiltration muni en amont d'un bassin de rétention (Cf. Figure 1) Cependant ce réseau reçoit des eaux de temps sec (composées pour l'essentiel d'eaux de refroidissement). La surface drainée du bassin versant est de 185 ha pour un coefficient d'imperméabilisation d'environ 70%. La pente du bassin versant est moyenne, environ 0,004 m/m, dans le sens Est-Ouest.

Le compartiment de rétention de Django Reinhardt a été restructuré à l'automne 2004 et terminé en décembre 2004, afin d'optimiser la décantation. Il est désormais compartimenté : un premier sous bassin se vide par surverse et par trois orifices calibrés vers le deuxième compartiment (Cf. Figure 2). Le premier bassin offre aujourd'hui des conditions plus tranquillisées et des temps de séjour plus longs.

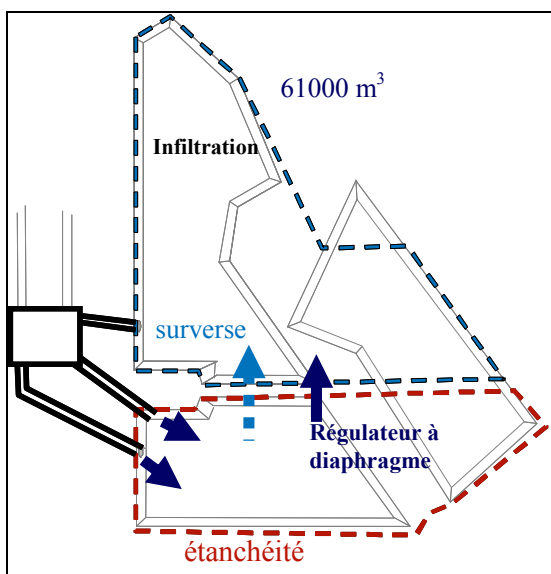


Figure 1 : Situation du bassin avant compartimentage du bassin de rétention

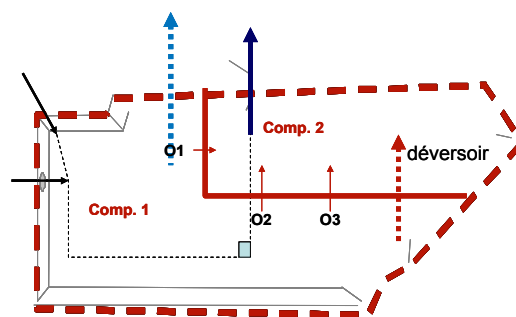


Figure 2 : Modification du bassin de rétention par compartimentage

Des données en continu des MES sur ce bassin avant et après compartimentage ont été calculées dans le cadre du projet MGD infiltration du programme RGPU et ont permis d'estimer l'efficacité de piégeage des matières en suspension sur des événements ponctuels et sur de longues périodes. Les résultats montrent qu'en l'absence de compartimentage le bassin offre un rendement de rétention des matières en suspension de l'ordre de 25 % à une échelle mensuelle, et qu'après compartimentage l'efficacité de piégeage passe à 74 % (Perrodin & al., 2005).

Il faut donc rappeler que pour qu'il y ait une décantation efficace, la conception des compartiments de rétention doit permettre :

- des temps de séjour les plus longs possibles mais pas trop longs pour que le système récupère au plus vite ses capacités de stockage pour les pluies suivantes ;
- des conditions tranquillisées : système d'alimentation le plus réparti possible, prises d'eau en sortie qui évite les remises en suspension (comme la surverse en haut de talus et les orifices placés dans le compartiment 1 du bassin de Chassieu rénové) ;
- des parcours d'eau les plus longs possibles au sein du bassin évitant les courts-circuits. Pour le bassin de Chassieu par exemple : la sortie du compartiment qui existait avant le compartimentage était trop proche des entrées, la cunette et les pentes du fond de bassin, si pratique pour le curage, n'était pas très adapté non plus car elles avaient tendance à augmenter le débit traversier.

On trouvera dans certains guides comme (Ministry of Environment and Energy, Ontario, 1994,) des recommandations en terme de rapport longueur/largeur à mettre en place sur les bassins pour assurer une bonne décantation ainsi que les modes de calculs simplifiés de la longueur nécessaire à une bonne sédimentation et une faible dispersion des particules.

Dispositifs d'infiltration

On se reportera pour cela à la question 4 qui fait état des connaissances actuelles sur les performances des systèmes d'infiltration.

■ La vulnérabilité du milieu récepteur

Une nappe constitue une ressource en eau (eau potable, usage industriel, agricole, etc...), et possède une valeur patrimoniale. L'appréciation de sa vulnérabilité doit prendre en considération ces deux aspects. Elle se fait par l'estimation de l'épuration pouvant avoir lieu dans la zone non saturée qui la protège. Ainsi une zone non saturée constituée de roches fissurées augmente le risque de pollution de la nappe puisqu'elle lui achemine directement, sans aucune filtration, les effluents. De même une nappe peu profonde risque d'être plus facilement atteinte. Les facteurs décrivant la "potentialité" d'une nappe sont principalement la transmissivité, son potentiel de recharge naturelle, l'emmagasinement (porosité), l'épaisseur de zone non saturée protégeant la nappe et les propriétés géochimiques des solides constituant la zone non saturée.

1.10. Réglementation en matière d'infiltration

Il existe des zones où le rejet en nappe est réglementé. C'est le cas, par exemple, du périmètre de protection d'une zone de captage en eau potable (code de la santé publique) où, compte tenu des risques de pollution de la nappe, la loi et plus particulièrement les mesures locales de protection peuvent y interdire toute infiltration.

C'est également le cas au travers du régime de déclaration et d'autorisation (loi sur l'eau du 10 janvier 1992 devenu l'article L 214-1 du code de l'Environnement) qui peut réglementer les rejets par infiltration (notamment la rubrique 5.3.0 du décret n°93-743 du 29 mars 1993).

En effet tout rejet d'eaux pluviales dans les eaux superficielles ou dans un bassin d'infiltration dont la surface totale desservie est :

- supérieure à 1 ha mais inférieure à 20 ha devra faire l'objet d'une déclaration ;
- supérieure ou égale à 20 ha devra faire l'objet d'une autorisation.

En outre l'article 12 de la loi sur l'eau précise que « *les installations soumises à autorisation ou à déclaration [...] doivent être pourvues de moyens de mesure ou d'évaluation appropriés* » permettant une surveillance de l'efficacité des systèmes techniques.

En fait, la réglementation est différemment interprétée suivant les diverses autorités locales chargées de la police des eaux de sorte que l'infiltration peut être favorisée dans une région afin de réduire les effets de l'imperméabilisation ou bien être interdite dans d'autres selon "le principe de précaution".

Cependant l'application de la Directive Cadre Eau 2000 va dans les années à venir probablement relancer le débat sur l'infiltration puisque le bon état écologique des milieux est visé et que des mesures devront être prises pour gérer de manière équilibrée les eaux, qu'elles soient rejetées dans les milieux superficiels ou dans les eaux souterraines.

1.11. Facteurs socio-économiques limitants

D'autres facteurs peuvent intervenir dans l'étude de faisabilité. Les critères relatifs à l'entretien et au coût ne sont théoriquement pas à évaluer à ce stade (solutions techniques non encore définies) sauf s'ils remettent en cause certains principes de solution (absence certaine d'entretien futur, traitement spécifique et onéreux d'un sol pollué, etc.). Des facteurs humains ou d'usage peuvent également être intégrés (mauvaise ou bonne perception de certaines techniques pour des raisons culturelles ou historiques).

2. Comment dimensionne t-on les ouvrages d'infiltration sur le plan hydraulique ? Quelles sont les méthodes existantes ?

Les méthodes qui peuvent être proposées pour la conception des ouvrages d'infiltration sont similaires à celles utilisées plus généralement pour les ouvrages de stockage des eaux pluviales et sont relatives au dimensionnement hydraulique uniquement. En France, aucune méthode formalisée ne traite de la conception vis-à-vis des problèmes de prévention de la pollution.

Par contre, il existe des méthodes permettant de dimensionner les compartiments amont de rétention pour qu'ils assurent également une bonne décantation.

Les méthodes existantes diffèrent les unes des autres en fonction des objectifs d'utilisation (planification, diagnostic, dimensionnement d'ouvrages dont l'agencement est plus ou moins complexes). Généralement deux grandes familles de méthodes sont utilisées : les méthodes simplifiées qui postulent un débit de fuite constant et les méthodes conceptuelles comme la méthode des débits. Le Tableau 2 récapitule les principales données nécessaires, les hypothèses et les résultats fournis pour ces méthodes usuelles. Il existe également d'autres modèles plus sophistiqués mais dont les données ne sont généralement pas accessibles en phase de conception (Modèle de Richards par exemple). Les méthodes et les principaux modèles sont présentés en détail à l'annexe 1.

Avant de concevoir des systèmes d'infiltration, il est souvent nécessaire de réaliser ou de s'appuyer sur une étude de diagnostic des systèmes existants. Cette étude permet de donner des orientations quant aux solutions à installer et surtout quant à leur implantation. Il est dans ce cas utile de disposer de méthodes de simulation permettant de calculer les hydrogrammes issus des différents éléments et de gérer la dynamique des différents flux au sein des bassins versants.

Les ouvrages peuvent alors être dimensionnés avec des méthodes simplifiées qui permettent de donner des valeurs de capacités à stocker et une idée des temps de vidange pour une période de retour donnée. Les capacités d'un ouvrage nécessitent donc de définir un risque hydrologique et un débit de fuite à ne pas dépasser et les caractéristiques du bassin versant drainé (surface, coefficient d'apport, ...).

Cependant, les ouvrages vont fonctionner la plupart du temps pour des événements plus faibles et la simulation sur de longues périodes fournit des informations précieuses sans demander forcément des données très sophistiquées (mises à part des séries longues de pluies (Cf. § 2.1)). Elle peut donner par exemple la répartition statistique des temps de séjour, des hauteurs moyennes dans l'ouvrage et ainsi donner une idée de la plus ou moins bonne capacité du système à décanter les effluents rien que sur des considérations hydrauliques.

Méthode	Type de résultats fournis / Conditions d'utilisation privilégiées	Hypothèses / données nécessaires	Avantages / Limites
Méthode des pluies	Fournit : <ul style="list-style-type: none"> ▪ Un volume maximum de stockage ▪ Une estimation de temps de vidange et de fonctionnement Permet : Dimensionnement d'ouvrages ponctuels ou d'enchaînement simples d'ouvrages	<ul style="list-style-type: none"> ▪ débit de fuite constant ▪ coefficient d'apport constant ▪ transfert instantané de la pluie à l'ouvrage de retenue ▪ nécessite des courbes IDF/HDF pour des durées longues 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ simple à utiliser (méthode manuelle) ▪ Donne des volumes généralement < à ceux calculés à partir de la méthode des volumes pour la même série de mesures
Méthode des volumes	Fournit : <ul style="list-style-type: none"> ▪ Un volume maximum de stockage ▪ Une estimation de temps de vidange Permet : Dimensionnement d'ouvrages ponctuels	<ul style="list-style-type: none"> ▪ débit de fuite constant ▪ coefficient d'apport constant ▪ transfert instantané de la pluie à l'ouvrage de retenue ▪ nécessite des données pluviométriques sur des longues durées et leur dépouillement 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ simple à utiliser (méthode manuelle) ▪ Donne des volumes plus justes que la méthode des pluies pour la même série de mesures difficilement utilisable pour des enchaînements d'ouvrages
Méthode de simulation de type réservoir (Méthode des débits)	Fournit : <ul style="list-style-type: none"> ▪ Un ou des hydrogramme(s) de sortie des ouvrages ▪ L'évolution des volumes et des hauteurs d'eau au sein des ouvrages ▪ Un volume maximum de stockage et un temps de vidange si besoin Permet : <ul style="list-style-type: none"> ▪ Planification ▪ Diagnostic d'un état existant ▪ Dimensionnement d'ouvrages ponctuels quelconques et d'enchaînement quelconque d'ouvrages 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ débits de fuite variables quelconques nécessitant de définir des lois de vidange des organes de sortie ▪ gagne à être couplée avec des modèles de production et de transfert sur les bassins versants alimentant les ouvrages ou des hydrogrammes d'entrée ▪ nécessite de définir des pluies de projet ou de disposer de pluies historiques 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Adaptée à une gamme importante de problèmes ▪ Permet de simuler correctement les dynamiques de remplissage des ouvrages et de fonctionnement des bassins versants régulés par des dispositifs de stockage ▪ difficulté de modéliser une structure non régulée par des organes spécifiques (infiltration par exemple) ▪ difficulté dans le choix de la pluie

IDF : Intensité-Durée-Fréquence / HDF : hauteur-Durée-Fréquence

Tableau 2 : Conditions d'utilisation, avantages et inconvénients des méthodes (Barraud & Alfakih, 1999)

2.1. Commentaire sur le choix du risque hydrologique et fonctionnement en dehors des « conditions de conception »

Traditionnellement le risque pris lors de la conception est relatif à la période de retour des pluies contre lesquels on souhaite se prémunir. C'est-à-dire l'intervalle moyen de temps séparant deux occurrences d'un événement caractérisé par une variable aléatoire (généralement l'intensité moyenne maximale sur une durée donnée). En toute logique, pour toute étude de conception, il faudrait faire intervenir, non pas la période de retour de la pluie mais une période de retour de l'insuffisance de l'ouvrage à concevoir, ce qui n'est pas la même chose. Cependant, par esprit de simplification et pour ne pas alourdir les études, le risque hydrologique pris est souvent relatif à des événements pluvieux. Si l'on voulait estimer la période de retour des insuffisances, il serait nécessaire de simuler le fonctionnement des ouvrages sur de longues chroniques et d'analyser l'intervalle de temps moyen séparant deux dysfonctionnements (deux débordements de l'ouvrage par exemple).

Le choix du risque hydrologique en phase de conception résulte d'un nécessaire compromis entre l'aspiration à une protection absolue irréalisable et le souci de limiter autant que possible les coûts de l'investissement et de l'exploitation. La période de retour doit être adaptée au risque encouru sur les surfaces drainées. Une zone commerciale inondée peut avoir des conséquences très graves sur le plan économique alors qu'inonder un simple parking ne cause qu'un inconfort passager pour l'utilisateur.

■ Prise en compte des événements exceptionnels

Compte tenu de ce qui a été dit précédemment, il est indispensable de se demander comment fonctionne l'ouvrage en cas d'événements pluvieux plus importants que celui pris en compte pour le dimensionner. C'est pourquoi nous conseillons d'étudier ce qui risque de se passer pour des événements exceptionnels. Notons que cela ne demande pas forcément de faire des simulations très compliquées, l'étude doit juste permettre de s'interroger sur comment l'eau qui déborde va circuler et si elle va inonder des zones à risque. Cela permet de gérer activement une éventuelle "crise" et/ou de circonscrire des espaces inondables "préférentiellement" car peu vulnérables.

Il existe également dans la littérature technique, des stratégies consistant à prévoir des trop-pleins sur les ouvrages d'infiltration ; trop-pleins qui se déversent dans un réseau d'eaux pluviales ou d'eaux usées. Ce dispositif est cependant très controversé. Les détracteurs, dont nous faisons partie..., considèrent que ces trop-pleins présentent de nombreux défauts. Lorsque l'ouvrage dysfonctionne (colmatage, obstructions des dispositifs, mauvais entretien) la présence du trop-plein va masquer le problème, du moins pour les petits événements pluvieux. De plus, le système de trop-plein peut éventuellement fonctionner à l'envers notamment en cas de mise en charge du réseau. Le réseau peut alors déverser dans l'ouvrage un mélange d'eaux pluviales et d'eaux usées, dans le cas d'un réseau unitaire.

■ Prise en compte des événements courants

A contrario, les ouvrages ne fonctionnent pas au quotidien dans les conditions fixées pour le dimensionnement, et il faut parfois en tenir compte.

Par exemple, lors d'un dimensionnement fait avec une période de retour de 20 ans, un temps de séjour va être évalué. Supposons qu'il soit de l'ordre de 20 heures, le concepteur va alors considérer que son dimensionnement est correct (volume acceptable compte tenu de la place disponible, temps de séjour assez long sans dépasser 24 heures ce qui paraît recevable aussi bien d'un point de vue hydraulique que du point de vue de la décantation). Or le système va fonctionner en moyenne 1 fois en 20 ans sur ce modèle et le reste du temps, il va fonctionner avec des temps de séjour très courts et avec des hauteurs bien plus faibles. C'est pourquoi des simulations sur de longues chroniques de pluies réelles nous semblent intéressantes. Elles permettent de mieux comprendre les différents modes de fonctionnement de ces systèmes en fonction des différents types d'événements (Cf. Annexe 1).

2.2. Commentaire sur les débits de fuite

Le débit de fuite d'un ouvrage va dépendre essentiellement de son mode de vidange. Il peut être constant, du moins considéré comme tel ou, bien plus généralement, variable.

■ Débit de fuite constant

Dans le cas d'infiltration sur place et pour des besoins d'étude préalable, le débit Q_s peut être estimé par le produit de la surface d'infiltration S_{inf} et de la capacité d'absorption (d'infiltration) q_{as} . Un éventuel colmatage peut être pris en compte en introduisant un coefficient de sécurité qui va dépendre de l'environnement de l'ouvrage (apports de fines) et du type d'entretien.

Le débit de fuite est alors donné par l'expression : $Q_s = \alpha \cdot q_{as} \cdot S_{inf}$

avec α : coefficient minorateur

q_{as} : capacité d'absorption par unité de surface infiltrante en $m^3/s/m^2$

S_{inf} : surface d'infiltration en m^2 .

En phase de faisabilité, dans la mesure où la hauteur d'eau stockée est faible et la nappe profonde, la capacité d'absorption q_{as} peut-être approximée par la conductivité hydraulique. Des ordres de grandeur de la conductivité hydraulique (à saturation) dans différents sols sont donnés au Tableau 3.

K (m/s)	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹
Types de sols	Gravier sans sable ni éléments fins		Sable avec gravier, Sable grossier à sable fin		Sable très fin Limon grossier à limon argileux			Argile limoneuse à argile homogène			
Possibilités d'infiltration	Excellentes		Bonnes		Moyennes à faibles			Faibles à nulles			

Tableau 3 : Ordres de grandeur de la conductivité hydraulique dans différents sols (Musy & Soutter, 1991)

Pour la surface d'infiltration et/ou pour le coefficient minorateur, différentes hypothèses peuvent être prises. On donne à titre d'exemple celles que l'on trouve le plus communément dans la littérature (Cf. Tableau 4).

Pays	type d'ouvrage	Hypothèses pour la surface d'infiltration	expression du débit de fuite	paramètres du sol
Danemark (1)	Puits tranchées bassins	Pas d'infiltration par le fond colmaté Infiltration sur ½ de la hauteur	$S_{inf} * K_s$	observations hydrogéologiques ou mesures in situ
Allemagne (1)	tranchées bassins fossés	Infiltration par le fond et par la ½ hauteur des parois Toutes les surfaces participent à l'infiltration S_{eff} = Surface miroir	$S_{inf} * K$	en saturé $K = K_s$, en non saturé $K = K_s/2$ mesures in situ
Pays bas (2)	Puits tranchées bassins	Sans prétraitement le fond est supposé colmaté, Infiltration sur ½ de la hauteur si fond colmaté	$S_{inf} * K$	$K = K_s * c$ $c=0.5$ si K_s est mesurée in situ, $c=0.3$ si K_s est estimé
Suisse (2)	puits, tranchées bassins	Infiltration sur ½ de la hauteur et par le fond	$S_{inf} * K$	K , estimé ou mesuré
Royaume uni (3)	puits	Fond colmaté Infiltration sur ½ de la hauteur	$S_{inf} * q_{as}$	q_{as} mesuré par une essai in situ normalisé
USA et Suède (2)	puits, tranchées bassins	Fond colmaté Infiltration sur ½ de la hauteur	$S_{inf} * K * c$	essai in situ pour déterminer K et $0.3 < c < 0.5$
Japon (1)	tranchées	Toute la surface participe à l'infiltration	$c * S_{inf} * q_{as}$	q_{as} mesuré par un essai in situ et réduit par un facteur de sécurité, de colmatage
France (4)	Puits Tranchées Noues CSR	Dépend du type de technique, du type d'entretien, du type d'apport (organigrammes proposés)	$c * S_{inf} * q_{as}$	q_{as} mesuré par un essai in situ et réduction des surfaces d'infiltration selon les cas

(1) ATV 138, (2) (Leeflang et al., 1995), (3) (Pratt et al., 1993), (4) (Azzout et al., 1994)

K : conductivité hydraulique et K_s : conductivité hydraulique à saturation - S_{inf} : surface effective d'infiltration - q_{as} : capacité d'infiltration par unité de surface – CSR : chaussée à structure réservoir

Tableau 4 : Hypothèses pour la prise en compte du colmatage et des surfaces d'infiltration en conception dans différents pays

■ Débit de fuite variable

Des essais in situ sont de toutes façons indispensables lors de la phase d'étude détaillée. Les essais préconisés sont semblables aux essais pratiqués dans le cadre de l'assainissement autonome (essai Porchet, Méthode Muntz, « Standard Percolation Test", Essai anglais) (Cassan M., 1988 ; Azzout, et al., 1994).

Dans le cas d'essai in situ, il sera possible de considérer la courbe obtenue du débit en fonction de la charge h comme relation à utiliser dans la méthode des débits. On pourra assortir cette loi de vidange $Q_s = g(h)$ d'un coefficient minorateur tenant compte du colmatage.

3. Que sait-on du colmatage des ouvrages d'infiltration ? Peut-on prévoir son évolution ? Comment concevoir, gérer les ouvrages pour qu'ils se colmatent le moins possible ?

Le comportement et le vieillissement de l'interface ouvrage / sol est important dans le fonctionnement hydraulique des systèmes d'infiltration et leur aptitude à piéger la pollution. Aussi est-il nécessaire de suivre son évolution.

3.1. Caractérisation du colmatage

On sait aujourd'hui que le colmatage des ouvrages d'infiltration est très superficiel comme l'illustre la Figure 3. Il forme une « peau » dont le développement est favorisé par les apports de MES dont une bonne partie est organique.



Figure 3 : Exemple de coupe de sol en fond du bassin d'infiltration de Django Reinhardt (Chassieu). On voit nettement une couche noire de surface dont la granulométrie est fine. Cette couche se retrouve sur tous les bassins du même type.

Le colmatage d'un ouvrage d'infiltration est un phénomène dû aux dépôts de particules en surface et dans les interstices du milieu poreux. Les particules les plus grosses s'accumulent superficiellement ou dans les quelques premiers centimètres. Les particules plus fines peuvent pénétrer un peu plus profondément dans le sol et être adsorbées par la matrice solide du sol lui-même. Elles peuvent également être adsorbées par les sédiments superficiels existants.

A ces phénomènes physico-chimiques s'ajoutent ensuite des phénomènes biologiques liés au développement d'un biofilm de surface constitué principalement d'algues et de bactéries et qui aggrave le phénomène.

Les figures ci-dessous (Figure 4 à Figure 6) montrent à cet effet la répartition de la matière organique et de la granulométrie fine en surface et à -0.05 m sur un bassin présentant un sol nu (site de Django Reinhardt (Chassieu)).

Concernant la rétention des polluants, le colmatage peut dans certaines conditions avoir une action favorable (au moins temporairement) : le milieu poreux étant plus fin, la filtration mécanique peut s'avérer plus efficace. Il peut aussi avoir une influence sur les mécanismes physico-chimiques de rétention des polluants initialement en place, ceci dans un sens favorable ou défavorable (l'accumulation et le développement de matières organiques en surface est un des facteurs importants de ces variations possibles).

Enfin le phénomène de colmatage est progressif et généralement assez long (quelques dizaines d'années) sauf cas particuliers comme nous le verrons ultérieurement.

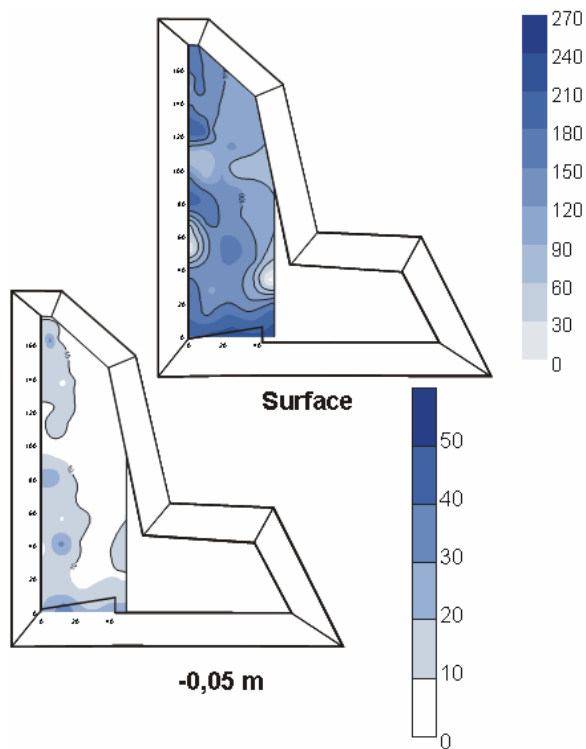


Figure 4 : Comparaison par géostatistique des quantités de matières organiques entre la surface et à 0,05 m de profondeur (en g/kg) –site Django Reinhardt (Chassieu) (Barraud et Winiarski, 2005)

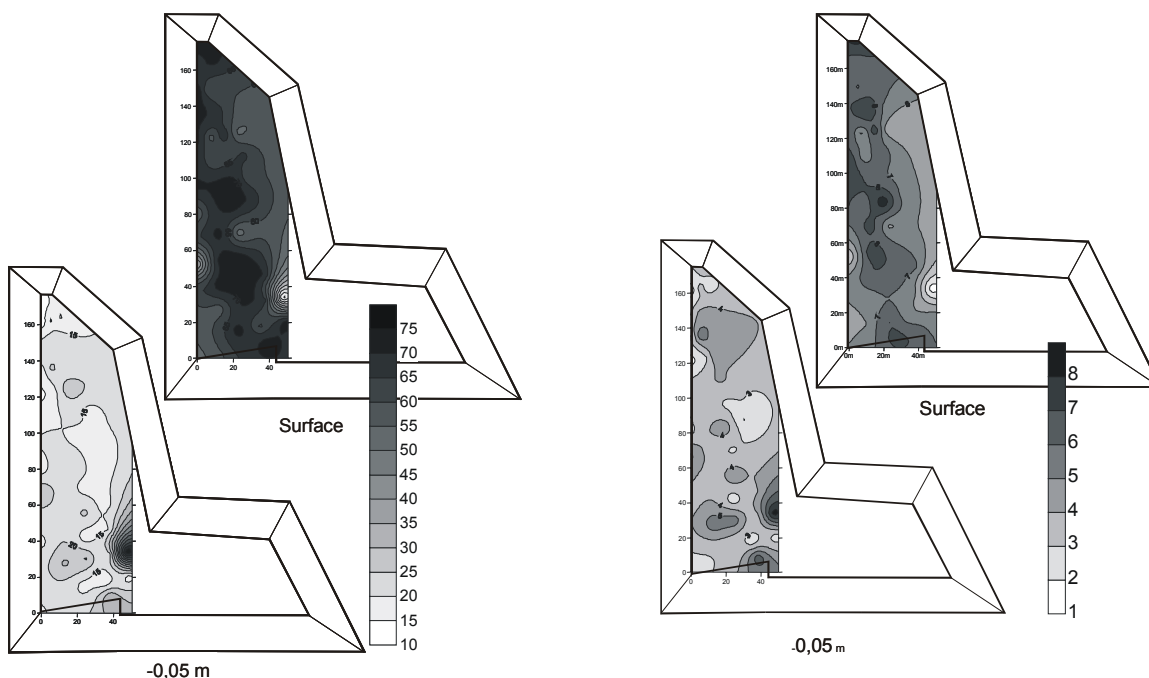


Figure 5 : Comparaison géostatistique du pourcentage volumique de silt (particules de diamètre compris entre 4 µm et 64 µm) entre la surface et 0,05 m de profondeur - site Django Reinhardt (Barraud et Winiarski, 2005)

Figure 6 : Comparaison géostatistique du pourcentage volumique d'argile (particules de diamètre inférieur à 4µm) entre la surface et 0,05 m de profondeur - site Django Reinhardt (Chassieu) (Barraud et Winiarski, 2005)

3.2. Evolution du colmatage

A priori, quand les ouvrages sont conçus correctement, le colmatage est progressif mais il n'existe à l'heure actuelle aucun modèle permettant de prédire le temps au bout duquel un ouvrage va se colmater. Il existe bien quelques formules empiriques de longévité des systèmes d'infiltration (Ministry of Environment and Energy Ontario, 1994) mais, qui appliquées à des cas connus, s'avèrent inefficaces.

On ne peut donc, à ce niveau et en l'état des connaissances, qu'exploiter des observations *in situ* qui permettent soit de développer des outils de surveillance, soit de tirer quelques recommandations de l'observation du vieillissement des systèmes.

■ Suivi du colmatage in situ

Une des façons de suivre le colmatage est d'étudier l'évolution de la résistance hydraulique de l'interface ouvrage / sol globalement. La résistance hydraulique représente la durée nécessaire à une quantité unitaire d'eau pour passer à travers la couche colmatée sous une charge unitaire. Les hypothèses principales du modèle permettant son évaluation sont celles de Bouwer (1969) :

- La couche colmatée doit avoir une conductivité hydraulique faible devant la conductivité hydraulique du sol sous-jacent et doit être de faible épaisseur ;
- Le sol sous jacent est non saturé. Dans ce cas l'écoulement dans la couche non saturée sera seulement dû à la gravité et le gradient hydraulique sera égal à 1. La charge de pression est supposée constante dans la zone non saturée et donc la teneur en eau est elle aussi supposée constante pendant l'infiltration.

Ces hypothèses sont bien entendues simplificatrices et sont applicables à une échelle globale (échelle de l'ouvrage) où le modèle donne des résultats satisfaisants.

Si on applique la loi de Darcy à la couche colmatée avec les hypothèses du modèle de Bouwer, on obtient la relation suivante :

$$v = K_c \frac{h + e - h_{cr}}{e}$$

v : vitesse d'infiltration

K_c : conductivité hydraulique à saturation de la couche colmatée

h : hauteur d'eau dans le bassin

e : épaisseur de la couche colmatée

h_{cr} : charge de pression dans la zone non saturée dont il existe des valeurs guides assez fiables pour différents types de sol (Bouwer, 2002). Pour des sables grossiers à moyens on peut prendre par exemple une valeur comprise entre – 5 cm et – 10 cm.

En faisant comme hypothèse que l'épaisseur de la couche colmatée est très faible par rapport à la hauteur d'eau dans le bassin on obtient la relation $v = K_c \frac{h - h_{cr}}{e} = \frac{h - h_{cr}}{R}$ où le paramètre R représente la résistance hydraulique de l'ouvrage d'infiltration.

Si l'on exprime cette relation sous forme de débit d'infiltration, nous obtenons :

$$Q_{inf_Bouwer} = \frac{S_{inf} \cdot (h - h_{cr})}{R} \text{ où } S_{inf} \text{ est la surface d'infiltration lorsque la hauteur prend la valeur } h.$$

Cette résistance hydraulique R peut être calée à partir de mesures in situ. Pour cela, il est nécessaire de disposer de mesures en continu :

- du débit d'entrée. Si ce n'est pas le cas, on peut également exploiter les décrues des courbes de hauteurs en fonction du temps lorsque le débit d'entrée devient nul ;
- de la température des effluents alimentant le bassin (une mesure par évènement suffit, la variabilité peut en effet être importante d'un évènement pluvieux à l'autre mais reste très faible au sein d'un même évènement (Perrodin et al, 2005) ;
- de hauteurs d'eau réalisées de préférence en plusieurs points du bassin à l'aide de sondes de hauteurs classiques ;
- de relevés topographiques fin de manière à caler la relation de stockage reliant le volume d'eau en fonction de la hauteur dans l'ouvrage et la relation exprimant la surface d'infiltration en fonction de cette même hauteur.

Le débit infiltré à chaque instant peut alors être déduit de l'équation de continuité, des mesures de débit entrant et des mesures de hauteurs d'eau dans le bassin d'infiltration :

$$\frac{dV(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_{inf_mes}(t)$$

$V(t)$: volume stocké à l'instant t (calculé à partir de la mesure de h à l'instant t)

$Q_e(t)$: débit entrant dans le bassin (mesuré)

$Q_{inf_mes}(t)$: débit infiltré déduit des mesures

On cale ensuite la résistance hydraulique en minimisant la fonction critère suivante :

$$C = \sum_{i=1}^n (Q_{inf_mes_i} - Q_{inf_Bouwer_i})^2 = \sum_{i=1}^n Q_{inf_mes_i}^2 + \frac{S_{inf} \cdot (h_i - h_{cr})}{R} \left(\frac{1}{R} S_{inf} (h_i - h_{cr}) - 2Q_{inf_mes_i} \right)$$

n le nombre de points de mesures

La résistance hydraulique doit enfin être corrigée en fonction de la température de l'eau. En effet, la conductivité hydraulique d'un sol est proportionnelle à la perméabilité intrinsèque du sol k , à la masse volumique (ρ_w) et à la viscosité dynamique de l'eau (η_w) :

$$K = k \frac{\rho_w}{\eta_w} g \quad \text{avec } g \text{ l'accélération de la gravité}$$

$$\text{or } \nu_w = \frac{\eta_w}{\rho_w}$$

L'évolution de la viscosité cinématique en fonction de la température peut être approximée (pour des températures comprises entre 5°C et 40°C) par : $\nu_w [T] = -0.0239T + 1.5171$ ($R^2 = 0.96$)

On norme ensuite toutes les résistances hydrauliques à 20°C par exemple selon l'expression :

$$R[20^\circ C] = \frac{\nu[x^\circ C]}{\nu[20^\circ C]} R[x^\circ C]$$

$R[20^\circ C]$: résistance hydraulique normé à 20°C,

$R[x^\circ C]$ la résistance hydraulique à la température de l'eau lors de l'évènement

$\nu_w[20^\circ C]$ la viscosité cinématique à 20°C (1.005E-6 m²/s)

$\nu_w[x^\circ C]$ la viscosité cinématique à la température moyenne de l'eau lors de l'évènement

Cette méthode doit être appliquée périodiquement pour différents épisodes pluvieux. Cependant, on doit assortir chaque résistance de la gamme de hauteurs qui a présidé à son estimation. En effet, surtout sur des ouvrages étendus, le colmatage n'est pas réparti uniformément sur la surface du fond. De faibles hauteurs vont mobiliser des zones fréquemment sollicitées où le colmatage va se développer très rapidement. Avec de faibles hauteurs, une résistance hydraulique importante, ou qui augmente de manière inquiétante, pourrait alors laisser croire à un colmatage du bassin alors qu'il ne s'agit peut être que d'un colmatage localisé.

Cette méthodologie a été utilisée pour deux études :

- La première concerne l'estimation de l'évolution du colmatage au travers de mesures de résistances hydrauliques faites sur des bassins semblables mais d'âges différents. Il s'agit en quelque sorte d'une reconstitution artificielle de la vie d'un bassin d'infiltration.
- La deuxième concerne des observations réalisées sur la réhabilitation du bassin de rétention/infiltration de D. Reinhardt qui s'est colmaté en moins d'une année après sa réfection.

■■ Estimation de l'évolution du colmatage par le suivi de bassins semblables d'âges différents

Cette étude a été menée sur 4 bassins du Grand Lyon situés très proches les uns des autres (Centre routier, ZAC du Chêne, ZAC des Pivoles, Droits de l'Homme). Leur sol (fluvio-glaciaire) et leur pluviométrie sont sensiblement analogues. La profondeur de nappe varie d'un bassin à l'autre mais est bien supérieure à 1 m (2.8 m à 10 m). Les bassins versants sont tous des bassins versants urbains. La différence principale réside donc dans leur durée de service. Cette reconstitution d'historique donne une idée de l'état d'un bassin après 10, 12, 15 et 21 ans de fonctionnement. Leur résistance hydraulique a été calculée à partir de moyennes de résistances événementielles sur les mêmes événements pluvieux. Ces événements ont produit des hauteurs d'eau allant de 0.1 m à 1.2 m et ce quelque soit le bassin. Les mesures ont été comparées à celles qui avaient été réalisées antérieurement sur le bassin de Vénissieux très colmaté alors âgé de 24 ans pour les mêmes gammes de hauteurs et se situant à proximité des quatre autres bassins (Gautier, 1998).

Pour évaluer les valeurs de résistance de bassin, des mesures de débits d'entrée et de hauteurs d'eau dans les bassins d'infiltration ont été réalisées pendant la décrue et pour différents événements pluvieux, simultanément sur les quatre sites. Les résultats de la Figure 7 montrent l'évolution de la résistance hydraulique moyenne.

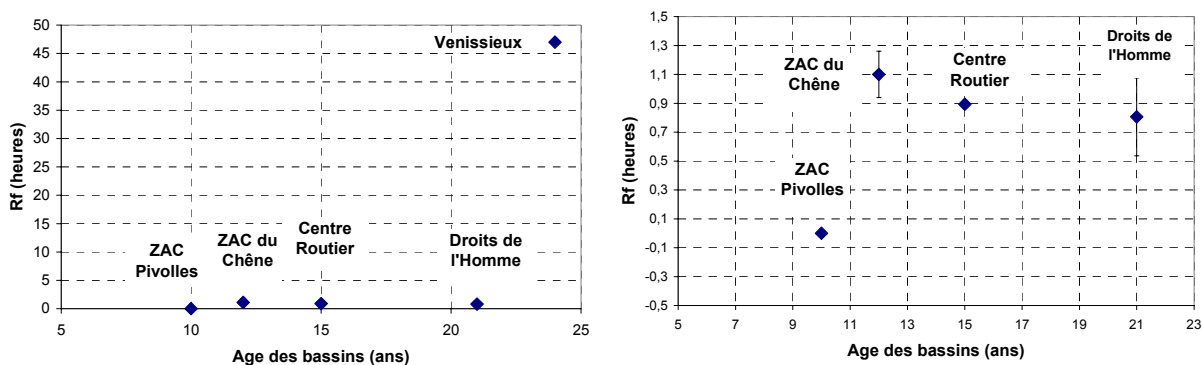


Figure 7. Représentation des résistances hydrauliques en fonction de l'âge a) sur les 5 bassins, b) zoom sur les 4 bassins les plus jeunes (Dechesne, 2002)

Sur les quatre bassins les plus jeunes, les valeurs de résistance sont peu élevées, ce qui est cohérent avec les observations qualitatives faites sur le terrain. L'eau s'infiltré toujours en un temps raisonnable. Le site de la ZAC des Pivoles a une résistance très faible. C'est également ce que l'on observe sur site où la lame d'eau n'est quasiment jamais visible. Lorsque l'on compare ces résultats au bassin colmaté de Vénissieux

on constate une brusque augmentation de la résistance hydraulique en un temps relativement faible qui pourrait laisser penser que le phénomène « s'emballe » rapidement en fin de vie.

■ ■ Détection d'un état colmaté : exemple du site de Django Reinhardt (Chassieu)

Le site de Django Reinhardt fonctionnait depuis plus de 20 ans lorsqu'il a été réhabilité une première fois en 2001. Il comportait initialement 3 compartiments. Un compartiment de rétention alimentait un compartiment d'infiltration et, en cas de fortes crues, un troisième bassin d'infiltration était sollicité et alimenté par surverse du premier bassin d'infiltration et par surverse du réseau d'entrée (court-circuitant ainsi les deux premiers compartiments). Au cours du temps, le premier bassin d'infiltration s'était complètement colmaté au point de ne plus se vidanger.

La direction du Grand Lyon avait donc décidé de le réhabiliter en simplifiant le système de drainage. Il comportait dès lors un compartiment de rétention et un seul compartiment d'infiltration positionné à cheval sur l'emplacement des deux bassins d'infiltration antécédents. Moins d'un an après les travaux le compartiment d'infiltration s'est colmaté à nouveau. Des flaques d'eau permanentes sont apparues en fond de bassin. Il a alors été décolmaté par les gestionnaires une deuxième fois en 2004.

L'analyse de ce site appelle deux séries de questions :

- Quelles sont les causes probables du colmatage si rapide après la première réhabilitation ?
- Pouvait-on détecter grâce à l'évolution de la résistance hydraulique ce colmatage et son degré ?

Analyse des causes probables du colmatage rapide

Une étude a été menée sur ce site et met en évidence une conjonction de causes.

La première est liée au comportement du bassin de retenue situé en amont qui n'assure pas une décantation satisfaisante. En effet ce compartiment de rétention a été conçu à des fins hydrauliques et non à des fins de décantation. Une simulation hydraulique du système sur une chronique de 20 ans montre des temps de séjour moyens très courts et des hauteurs d'eau moyennes assez faibles. Une re-conception de ce compartiment a été entreprise. Elle consiste à cloisonner le bassin de rétention de manière à optimiser la décantation (allongement du temps de séjour, diminution des courts circuits et des turbulences – Cf. 1.9 - Figure 2).

La deuxième cause est liée aux eaux de temps sec qui se déversent dans le système. Cet apport a, entre autres, pour conséquence d'assurer une humidité de la surface de la zone d'infiltration favorisant le développement biologique (dont les micro-algues).

On assiste en outre périodiquement à des rejets suspects chargés en hydrocarbures qui n'ont rien à voir avec des eaux de refroidissement supposées propres et dont le rejet est autorisé par le Grand Lyon. Les mesures en continu installées en entrée des deux compartiments font état également de rejets nocturnes suspects. Une étude diagnostic et des actions de sensibilisation des usagers ont donc été entreprises par le Grand Lyon de manière à minimiser ces problèmes.

La troisième cause est liée à l'exécution des travaux. Le curage du système n'a apparemment pas été réalisé dans les meilleures conditions. Les premiers signes de colmatage ont été visibles très rapidement dans la zone correspondant à l'ancien bassin d'infiltration. La facilité avec laquelle le bassin s'est colmaté sur certaines zones laisse penser que des sédiments de l'ancien site d'infiltration ont pu être répartis au moment des opérations de terrassement.

L'ensemble de ces raisons montre comme dans l'étude précédente un « emballement » rapide du colmatage. Lorsque les fines et la matière organique ont commencé à fermer le sol, une lame d'eau s'installe de manière plus permanente, un fin biofilm se développe en surface et bloque l'infiltration.

Analyse de degré de colmatage du bassin et évolution depuis son décolmatage

Le degré de colmatage a été mesuré à partir de la méthodologie décrite précédemment (Cf. § 3.2) en se basant sur l'évaluation de la résistance hydraulique.

Les mesures permettant l'estimation des résistances hydrauliques ont été analysées à partir de décembre 2003 comprenant 3 périodes distinctes suivant l'état du bassin (colmaté / en travaux / décolmaté).

▪ Analyse de période 1 : 1 Décembre 2003 au 22 Avril 2004

A cette époque le bassin semblait être colmaté. En effet des flaques d'eau étaient continuellement présentes au fond du bassin.

Les pluies importantes de l'hiver ont alors permis de caler des valeurs de résistances hydrauliques sur 7 événements respectant les critères suivants : Volume important en entrée de bassin (au moins 10 000 m³), Hauteur d'eau importante dans le bassin (au moins 40 cm mesurée avec le capteur en entrée).

Les résistances hydrauliques moyennes présentent effectivement des valeurs assez élevées sur la période étudiée avec une moyenne de 17.4 h et un écart type de 2.4 h (Cf. Tableau 5). Ces résultats montrent que lorsque le bassin est colmaté, les résistances hydrauliques sont élevées quel que soit l'événement et la hauteur mobilisée. Cependant les valeurs des résistances hydrauliques ne sont pas très élevées en comparaison avec d'autres bassins colmatés. En effet, on peut considérer qu'un bassin est vraiment colmaté pour des valeurs de résistance hydraulique supérieures à 24 h.

Lors d'événements importants (que l'on utilise pour le calage) les zones qui participent à l'infiltration sont des zones moins souvent sollicitées et donc moins colmatées. Ainsi globalement le bassin infiltre bien même si en fin d'événement une lame d'eau va persister dans certaines zones de l'ouvrage (les zones continuellement en eau à cause du débit de temps sec par exemple qui existe sur ce bassin). Ce n'est pas pour cela que le bassin peut être considéré comme complètement colmaté. Il présentera des désagréments pour le voisinage car certaines zones resteront en eau mais il restera efficace en cas d'événements importants.

Le diagnostic permet donc de dire, que si le colmatage était bel et bien en train de se développer, il n'était pas total comme la simple observation du bassin pouvait le laisser penser. Le décolmatage n'était donc pas si urgent.

<i>Date</i>	<i>Résistance hydraulique (h)</i>	<i>Charge de pression dans la zone non saturée (cm)</i>	<i>Hauteur d'eau dans le bassin (m)</i>	<i>R² entre Qinf (mesuré) et QBouwer (simulé) (-)</i>
02/12/2003	17,3	-0,09	1,08	0.97
22/12/2003	14,9	-0,08	0,41	0.88
18/01/2004	18,4	-0,08	0,44	0.95
20/01/2004	21,0	-0,04	0,69	0.80
23/02/2004	17,3	-0,25	0,98	0.96
14/03/2004	14,1	-0,08	1,23	0.96
23/03/2004	18,9	-0,19	1,23	0.97
Moyennes	17.4	-0,11	0,75	
Ecart types	2.4	0,07	0,34	

Tableau 5 : Résultat du calage de décembre 2003 à avril 2004

- Analyse de la période 2 : Avril 2004 à Décembre 2004

A cette époque le bassin était en travaux. La relation volume - hauteur utilisée pour caler le modèle n'est donc pas exacte, ces valeurs sont donc à utiliser comme des indicateurs sur l'état du bassin. De plus nous avons peu d'événements importants (volume > 10 000m³) pour caler le modèle (Cf. Tableau 6).

<i>Date</i>	<i>Résistance hydraulique (h)</i>	<i>Hauteur d'eau maximum dans le bassin (cm)</i>	<i>Durée (h)</i>	<i>R² entre Qinf (mesuré) et QBouwer (simulé)</i>
23/04/2004	0.1	25	3h	0.95
10/10/2004	1.1	24	6h	0.99
26/10/2004	5.0	81	13h	0.94

Tableau 6 : Résultat du calage d'avril 2004 à décembre 2004

Le calage a été fait uniquement sur la résistance hydraulique. En effet suite aux observations précédentes, la charge de pression qui a été fixée à -0.10 m.

On remarque qu'après le décolmatage les résistances hydrauliques sont passées d'environ 17 h à 0.1 h en avril 2004. Le modèle semble donc être approprié pour être utilisé comme méthode d'évaluation d'un indicateur de l'état du bassin. En effet même si les hypothèses du modèle ne sont pas strictement respectées pendant cette période (notamment le fait que la conductivité hydraulique de la couche colmatée n'est pas très faible par rapport au sol sous jacent), on observe une bonne corrélation entre débits mesurés et débits simulés.

Enfin, on observe au cours de cette période une légère augmentation de la résistance hydraulique. Nous pouvons en conclure qu'au cours de cette période et malgré le peu d'événements importants, on a un colmatage progressif du bassin qui se traduit par une augmentation de la résistance hydraulique globale de l'ouvrage qui reste cependant très faible et pour de petites hauteurs.

- Analyse de la période 3 : Décembre 2004 à Juin 2005

Suite au décolmatage du bassin le compartiment de rétention a été lui aussi modifié de manière à améliorer les performances en matière de décantation du compartiment amont (Cf. 1.9 - Figure 2). Depuis la construction de la digue (fin novembre 2004) dans le bassin de rétention qui devait permettre une meilleure décantation, les hauteurs dans le bassin d'infiltration restent très faibles. En effet, la digue a pour effet de réguler le débit en entrée, ce qui a tendance à étaler dans le temps les événements.

<i>Date</i>	<i>Résistance hydraulique (h)</i>	<i>Hauteur d'eau maximum dans le bassin (cm)</i>	<i>Durée (h)</i>	<i>R² entre Qinf (mesuré) et QBouwer (simulé)</i>
22-24/01/2005	0.1 < R < 6	16	22 à 26 h	0.6 < R ² < 0.85
11-13/02/2005	0.2	19	10h20	0.92
7-8 /04/2005	0.1 < R < 1.7	25	2 à 18 h	0.21 < R ² < 0.96
14-15/06/2005	0.04	16	10h40	0.86

Tableau 7 : Résultat du calage de décembre 2004 à juin 2005

Globalement les résistances hydrauliques restent très faibles et aucune évolution majeure dans le temps ne s'est produit même si on remarque visuellement que certaines zones sont continuellement en eau correspondant à celles qui sont le plus sollicitées et qui se colmatent rapidement.

▪▪ **Recommandations pour lutter contre le colmatage**

En terme pratique, on peut tirer de ces expériences plusieurs enseignements pour la conception d'autres ouvrages de ce type.

- Pour des ouvrages d'infiltration de grande taille (drainant des bassins versants de plusieurs dizaines d'hectares), il vaut mieux **éviter l'apport permanent d'eau de temps sec** qui favorise le développement de biofilm. De plus, avec ce fonctionnement les risques de rejets illicites sont plus probables.
- Les **compartiments de rétention généralement placés en amont** doivent être conçus non seulement sur des critères hydrauliques (lutte contre les inondations) mais ils doivent également être de bons systèmes de décantation (temps de séjour suffisant, court-circuit à éviter, ...), ce qui est rarement le cas (Cf. § 1.9).
- Mieux vaut **protéger le fond des bassins d'infiltration** construits à l'air libre par une couche de graviers ou constituée à base d'un autre matériau granulaire de manière à le protéger de la lumière et donc du développement des micro-algues. On peut également penser à la végétalisation. D'après L. Citeau (2005) plusieurs études préconisent la végétalisation pour lutter contre le colmatage ; la végétalisation permet en effet d'augmenter la perméabilité du sol par la création de macroporosité (Metropolitan-council 2001). Cependant, il peut y avoir un risque de formation de chemins d'écoulement préférentiels en fonction de l'architecture des racines. Le type de végétation et son rôle réel sur le colmatage reste encore à être étudié pour être optimisé. Les ouvrages peuvent enfin être compartimentés pour mieux circonscrire pollution, colmatage et entretien.
- Lors de la réhabilitation d'un site, **toute opération d'enlèvement des sédiments et de terrassement doit être contrôlée** de manière à ne pas enfouir les couches colmatées et les dépôts pollués. De plus, les engins de terrassement peuvent opérer un compactage néfaste pour la perméabilité du sol.
- Il est également **nécessaire de poursuivre le travail d'observation et de suivi** de sites de manière à disposer de chroniques plus longues et continues qui permettront de fournir de véritables historiques de l'évolution du colmatage dans différentes situations. Un contrôle permanent des facteurs de colmatage (suivi des apports en matières en suspension via la turbidité, des masses de polluants apportés au bassin conjointement aux mesures dans le sol, ...) est également nécessaire et d'ores et déjà mis en place, notamment sur les sites de l'OTHU. Il serait à terme particulièrement important de pouvoir relier ou même expliquer les valeurs de résistances hydrauliques par des variables de site de manière à rendre le modèle plus prévisionnel, puis d'instrumenter d'autres sites de manière à examiner s'il est fondé de généraliser les observations ou les méthodes de suivi proposées.

4. Que sait-on de la pollution dans les ouvrages d'infiltration ? Quel risque présente-t-il vis-à-vis du sol et de la nappe ?

Pour les ouvrages d'infiltration, les observations *in situ* menées sur des différents types de sol (principalement alluvions calcaires, alluvions sableux fin ou grossier)³ et différents types d'ouvrages (tranchées, noues, bassins) montrent que la pollution est très présente en surface (<1m) et laisse penser que le sol joue un rôle significatif de rétention de la pollution notamment pour les métaux lourds et les hydrocarbures (Nightingale, 1975, Malmqvist et al., 1981 ; Brown et al., 1984 ; Ishizaki et al., 1996 ; Gautier, 1998 ; Appleyard, 1993 ; Hutter et al. 1996 ; Mikkelsen et al ; 1997 ; Pitt et al., 1999 ; Winiarski et al., 2001 ; Dechesne, 2002).

En règle générale, il vaudra toujours mieux pratiquer des stratégies de contrôle à la source plutôt que des stratégies « centralisatrices », c'est-à-dire pour des ouvrages recevant les eaux de ruissellement ayant lessivé des zones importantes et acheminées par un réseau de conduites. Les stratégies de contrôle à la source évitent aux eaux de se charger en pollution et les rendent ainsi plus facile à traiter.

4.1. Au niveau du sol sous les ouvrages « centralisateurs »

Dans les observations réalisées, les stratégies « centralisatrices » n'ont pas montré de risques très importants de propagation de la pollution en profondeur. Certes les concentrations sont plus importantes mais localisées essentiellement en surface.

A titre d'illustration, on peut montrer sur le compartiment infiltration de Django Reinhardt avant réhabilitation les profils de concentrations en quelques métaux lourds, de pH et de matière organique au point d'entrée d'un bassin d'infiltration sur une profondeur de 4 m au bout de 20 ans de fonctionnement (Cf. Figure 8).

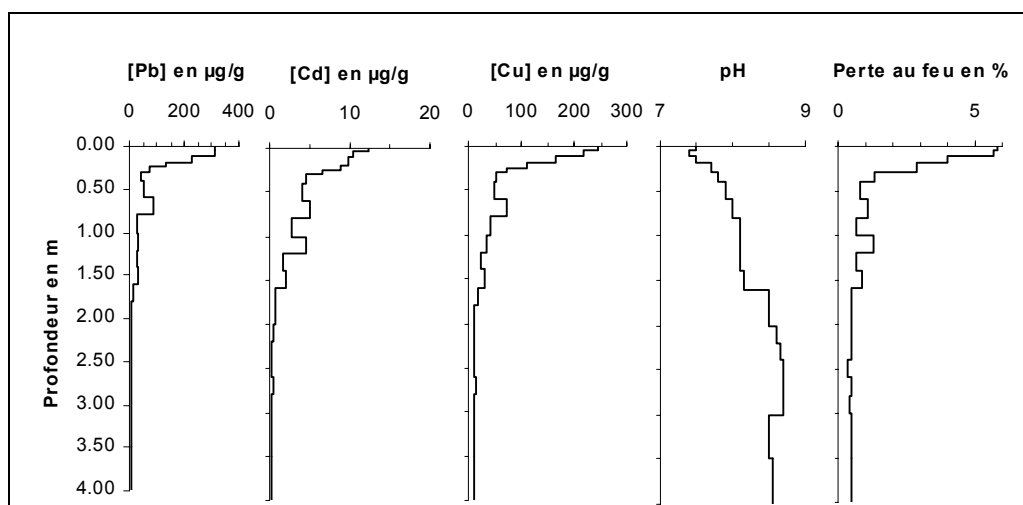


Figure 8 : Profils verticaux des teneurs en polluants (entrée du bassin Django Reinhardt à Chassieu (point le plus pollué) - (Winiarski & al, 2001)

Quels que soient les sites, on observe une décroissance rapide des concentrations avec la profondeur. La couche superficielle présente, en outre, une granulométrie beaucoup plus fine que les couches plus profondes et donc une plus grande surface spécifique favorisant la rétention des particules et de la matière organique apportées par les eaux de ruissellement.

Par ailleurs l'analyse sur plusieurs sites présentant un environnement semblable mais d'âges différents montre que l'âge n'est pas un facteur déterminant dans l'accumulation des polluants (Dechesne, 2002). Cette même recherche a montré également que la pollution n'était pas uniformément répartie sur le fond des bassins et que les zones les plus sollicitées sont également les plus chargées en pollution ce qui peut être

³ Il est à noter que les expériences de la littérature ne donne que rarement la composition précise des sols si bien qu'il est difficile de déterminer leur nature exacte.

utile pour la conception des systèmes (Cf. Figure 9). On peut en effet imaginer des compartimentages des zones d'infiltration avec apports de matériaux adsorbants sur les parties les plus sollicitées qui serait plus fréquemment entretenus.

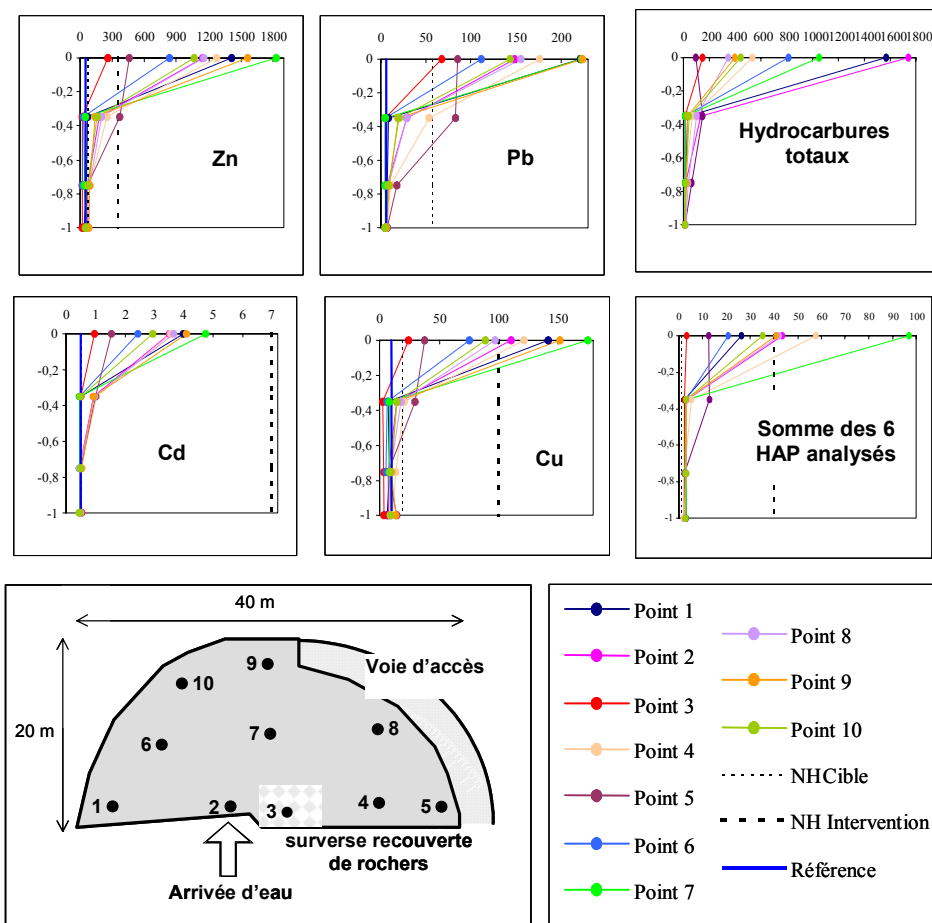


Figure 9 : Concentrations en mg/kg MS (abscisses) en fonction de la profondeur en m (ordonnées) sur le bassin du Centre Routier de Bron (Dechesne, 2002)

4.2. Au niveau de la nappe

Des suivis de nappe ont été réalisés dans le cadre du programme MGD infiltration et ont concerné des prélèvements physico-chimiques dans les eaux souterraines à 4 reprises et à l'aplomb de 13 bassins d'infiltration et de 11 onze points de référence de la nappe de l'Est (Datry et al, 2005a).

Quelle que soit l'épaisseur de la ZNS (2 à 20 m), métaux lourds et hydrocarbures ne sont presque jamais détectés dans les eaux souterraines à l'aplomb des bassins.

L'examen des concentrations en métaux lourds montre que le bassin d'infiltration de Django Reinhardt par exemple ne constitue pas une source de pollution pour la nappe. Seul le Zinc est présent de manière régulière sous forme dissoute (filtration des eaux à 0.45 µm) dans les eaux du bassin d'infiltration. Les métaux lourds ne sont presque jamais détectés dans la nappe à l'aplomb du bassin. Zinc et Plomb étant également présents dans la nappe à l'amont du bassin d'infiltration, leur présence dans la nappe à l'aplomb du bassin n'est donc pas nécessairement imputable à l'infiltration des eaux pluviales. Le bilan pour les campagnes d'échantillonnage est le suivant (Cf. Tableau 8).

Eaux prélevées dans :	bassin d'infiltration	piézomètres en amont	piézomètres au droit du bassin
Nombre d'échantillons	15	95	95
Cadmium	jamais détecté	jamais détecté	jamais détecté
Chrome	jamais détecté	jamais détecté	jamais détecté
Cuivre	jamais détecté	2 fois détecté (0.004 et 0.003 mg/L)	Cuivre: 1 fois détecté (0.004 mg/L)
Nickel	jamais détecté	jamais détecté	jamais détecté
Zinc	15 fois détecté 0.068 ±0.044 mg/L	7 fois détecté (0.01, 0.004, 0.003, 0.003, 0.003, 0.003, et 0.003 mg/L)	7 fois détecté (0.003, 0.007, 0.005, 0.003, 0.005, 0.005 et 0.003 mg/L)
Plomb	1 fois détecté 0.006 mg/L	5 fois détecté (0.010, 0.011, 0.007, 0.008, et 0.007 mg/L)	2 fois détecté (0.016 et 0.008 mg/L)

Tableau 8 : Fréquence d'observation de concentrations supérieures au seuil de quantification⁴ et concentrations observées sur les campagnes d'échantillonnage sur le bassin de Django Reinhardt.

Les suivis de nappe à l'aval de structures d'infiltration de différentes natures (tranchées, bassins, noues) que l'on trouve dans la littérature (mais qui sont beaucoup plus ponctuels), corroborent ces résultats et n'indiquent pas non plus de contamination en métaux lourds et hydrocarbures, et ce pour différents types de sols (principalement alluvions calcaires, alluvions sableux fin ou grossier) et différentes épaisseurs de zone non saturée, ceci dès lors qu'elle est supérieure à 1 m (Malmquist et al., 1981 ; Pitt et al., 1999, Datry et al. 2004).

Par contre, l'infiltration des eaux pluviales enrichit à terme la nappe en Carbone Organique Dissous (COD) et diminue les concentrations en Oxygène Dissous (OD) (Datry et al., 2005b). Ceci est d'autant plus marqué que l'épaisseur de zone non saturée est faible (Cf. Figure 10). Ces résultats obtenus sur plusieurs bassins de l'Est lyonnais confirment de manière statistique les conclusions des études menées sur les bassins d'infiltration de l'IUT et de Django Reinhardt (Malard et al., 2004). Les capacités d'assimilation de la nappe sont rarement dépassées puisque des conditions réductrices permanentes n'ont été observées que sur un seul bassin parmi les 13 sélectionnés lors de cette étude.

⁴ Métaux lourds sont mesurés sous forme dissoute avec des seuils de quantification suivants : Cadmium: 0.001 mg/L; Chrome: 0.008 mg/L; Cuivre: 0.032 mg/L; Nickel: 0.007 mg/L; Plomb: 0.010 mg/L; Zinc: 0.005 mg/L.

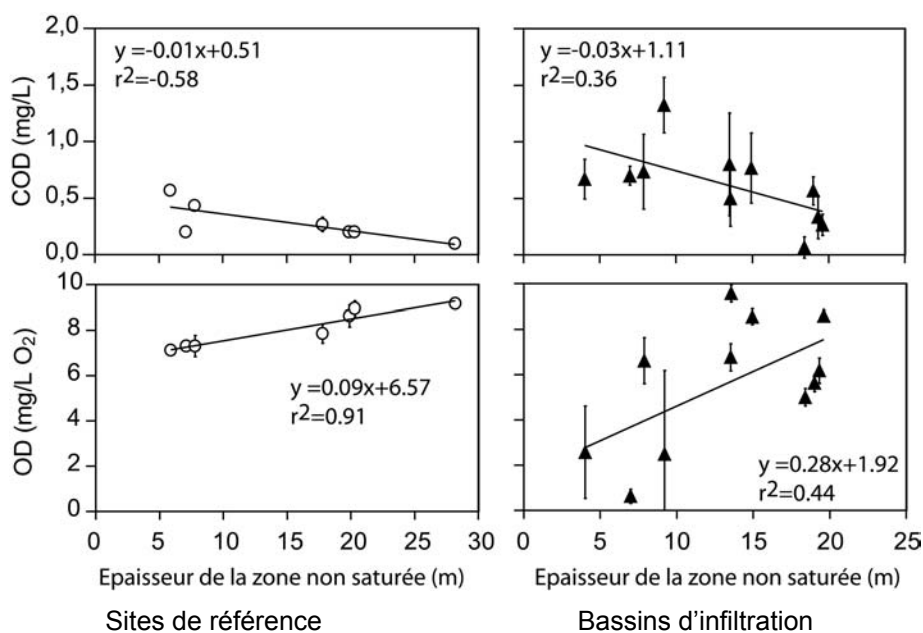


Figure 10 : Relations entre les concentrations en carbone organique dissous (COD) et en oxygène dissous (OD) dans les eaux souterraines et l'épaisseur de la zone non saturée à l'aplomb des sites de référence (panneaux de gauche) et des bassins d'infiltration (panneaux de droite).

Cependant, aucun bilan de masse sérieux n'a été effectué pour connaître avec précision les quantités de pollution qui sont transférées jusqu'à la nappe notamment pour des ouvrages drainant des surfaces importantes (>50 ha) et/ou pouvant présenter des cheminements préférentiels. Il est donc important de bien soigner la conception des compartiments de décantation amont par mesure de précaution.

■ Recommandations pratique pour lutter contre la pollution

En terme pratique, les recommandations pour lutter contre la pollution sont assez similaires à celles du colmatage mais pour des raisons parfois différentes.

- **Mieux vaut agir à la source** plutôt que d'avoir recours à des stratégies « centralisatrices », c'est-à-dire pour des ouvrages collectant des eaux de ruissellement ayant lessivé des zones importantes. Les stratégies de contrôle à la source évitent aux eaux de se charger en pollution et les rendent ainsi plus facile à traiter au bout du compte.
- Pour des ouvrages d'infiltration de grande taille (drainant des bassins versants de plusieurs dizaines d'hectares), il vaut mieux **éviter l'apport permanent d'eau de temps sec** qui peuvent favoriser les risques de rejets illicites.
- Là encore, les **compartiments de rétention généralement placés en amont** doivent être conçus non seulement sur des critères hydrauliques (lutte contre les inondations) mais aussi sur des considérations épuratoires.
- On peut **protéger ou améliorer le fond des bassins d'infiltration** par apport de couches à fort pouvoir adsorbant. D'après Citeau (2006) plusieurs études préconisent également la végétalisation de la surface des sols pour améliorer les performances des systèmes d'infiltration. Dans ce rapport il est dit que les végétaux peuvent être utilisés comme dispositifs de prétraitement avant infiltration dans le sol pour filtrer les MES et les micropolluants associés. Wash et al. (1997) ont utilisé ce type de dispositif pour traiter les eaux de ruissellement provenant des autoroutes. Ces auteurs montrent que l'efficacité de ces dispositifs dépend de la saison, l'efficacité étant plus grande en période de croissance des plantes. L'efficacité varie également avec la vitesse d'écoulement de l'eau ; plus elle est faible, meilleure est la rétention. Les végétaux peuvent également jouer un rôle dans l'élimination des micropolluants par

absorption directe ou par adsorption à la surface des racines. Ils peuvent enfin favoriser la dégradation des micropolluants organiques en secrétant les composés organiques nécessaires à la croissance et à l'activité des microorganismes (Alderete et Scharff, 2005). Cependant là, encore, des recherches sur le type de végétaux et leur réel performance sont encore à développer. Ceci dit, la végétation n'aggrave pas la situation par rapport à un sol nu sauf si des produits de traitement sont « déversés massivement » pour leur entretien.

L'adjonction d'un géotextile à quelques dizaines de centimètres de profondeur peut également avoir un impact positif sur l'homogénéisation des flux d'eau notamment les géotextiles thermoliés, et donc d'accroître le temps de contact entre les polluants et la matrice du sol et ainsi favoriser la rétention des micropolluants (Lassabatere, 2002) . Il peut également avoir un effet sur l'accumulation des MES par filtration au droit du géotextile lorsque celui-ci n'est pas trop profond (Gautier, 1998).

Les ouvrages peuvent enfin être compartimentés pour mieux circonscrire pollution, colmatage et entretien.

- Il est également ***nécessaire de poursuivre le travail d'observation et de suivi*** de sites notamment pour mieux comprendre les mécanismes et pouvoir réaliser des bilans de façon à mieux appréhender les efficacités épuratoires de ces systèmes en fonction des caractéristiques du sol sous-jacent.

5. Comment assurer une surveillance efficace de l'impact des systèmes d'infiltration sur la nappe ?

Notons que les systèmes de surveillance s'imposent surtout lorsque les systèmes drainent des zones importantes où le risque peut être significatif (cas d'un régime d'autorisation par exemple). Le suivi sert à mesurer si le système fonctionne correctement vis-à-vis des systèmes d'infiltration intentionnels. Il permet également de surveiller si des facteurs extérieurs ne sont pas source d'impact.

5.1. Surveillance et détection d'anomalies du fonctionnement de la nappe

■ Principe de surveillance

Les eaux de ruissellement pluvial sont généralement faiblement minéralisées (conductivité électrique < 100 $\mu\text{S}/\text{cm}$ (même si des pics en début d'évènement pluvieux et au début du transfert à travers la zone de surface du bassin d'infiltration sont observés) et saturées en oxygène dissous. Malgré une forte variabilité régionale de la composition physico-chimique des nappes phréatiques, les eaux souterraines présentent généralement une minéralisation bien supérieure à celle des eaux de ruissellement pluvial. De nombreuses nappes phréatiques sont également sous-saturées en oxygène dissous, à l'exception des nappes phréatiques profondes surmontées par une zone non saturée épaisse (> 10 m). Lors des épisodes pluvieux, l'écoulement des eaux de ruissellement pluvial devrait donc générer dans la nappe à l'aplomb des bassins d'infiltration un nuage d'eau faiblement minéralisée et oxygénée.

Dans des conditions de mesure satisfaisantes (c'est à dire piézomètre de suivi recoupant effectivement le panache d'eau pluviale),

- l'absence d'une baisse de conductivité dans la nappe ou l'augmentation de la conductivité de la nappe phréatique est un signe de dysfonctionnement dont il s'agira d'étudier les causes (par exemple déversement accidentel ou régulier d'eau usée, augmentation excessive de la minéralisation des eaux d'infiltration dans le sol). Nous nommerons cette situation : situation 1.
- l'absence d'une hausse de la concentration en oxygène dissous (dans le cas d'une nappe sous-saturée en oxygène dissous) ou la baisse de la concentration en oxygène dissous dans une nappe saturée en oxygène dissous est également un signe de dysfonctionnement dont il s'agira d'étudier les causes (par exemple consommation excessive d'oxygène dissous provenant de l'oxydation de matières organiques véhiculées par les eaux de ruissellement ou retenues au sein de l'interface ouvrage / sol). Nous nommerons cette situation : situation 2.

La mesure de la conductivité électrique et de l'oxygène dissous relève d'une approche globale qui permet à moindre coût d'évaluer le bon fonctionnement d'un système d'infiltration. Répétée au cours de la vie d'un ouvrage, cette mesure doit également permettre de détecter une dérive du fonctionnement. Elle est doit être perçue par l'utilisateur comme une mesure de type "témoin lumineux" dont les résultats dicteront la nécessité de déclencher des études plus précises afin d'expliquer des anomalies observées. Cette mesure ne se substitue pas aux nécessaires prélèvements d'eau de nappe qui seuls permettront de révéler la présence éventuelle de polluants apportés par l'infiltration des eaux de ruissellement pluvial.

Si lors des mesures de la conductivité électrique et de l'oxygène dissous, on observe la situation 1 ou la situation 2 alors un fonctionnement anormal à surveiller et à analyser plus finement doit être réalisé Sinon le système fonctionne de manière attendue et la surveillance peut continuer en l'état.

■ Implantation des forages et prélèvements d'eau souterraine

Les méthodes de mesure de la pollution dans les nappes au droit des bassins d'infiltration sont identiques à celles mises en oeuvre pour évaluer la qualité de l'eau souterraine au droit ou à proximité d'un site potentiellement pollué. On se rapportera donc aux différents guides méthodologiques existants dans le domaine (Aller et al. 1989, MATE 2003, AFNOR FD-X-31-615, AFNOR FD-X-31-614). Plusieurs règles clefs régissent l'implantation des forages et les prélèvements d'eau souterraine :

- Eviter toute introduction de polluants dans la nappe lors de la réalisation du forage (Malard et al. 2005). Les fluides de forage utilisés pouvant constituer une source de pollution, les techniques de battage seront préférées aux méthodes destructrices.
- L'installation et le dimensionnement du forage (hauteur des crépines) doivent être menés afin que ce dernier recoupe effectivement le panache d'eau pluviale dans la nappe (Malard et Datry 2002). Le forage est installé à l'aval hydraulique du bassin et à proximité immédiate des berges de ce dernier. Le sommet du tube crépiné est placé au-dessus de la zone de battement de la nappe; la base du tube crépiné est placée 4 à 5 m sous la surface de la nappe.
- En raison de la multitude des sources de pollution en milieu urbain, les seuls prélèvements d'eau souterraine à l'aplomb du bassin ne permettent pas de juger de l'impact de ce dernier; il est nécessaire de disposer d'un forage de prélèvement témoin situé à l'amont hydraulique immédiat du bassin (hors zone d'influence du bassin).
- Les prélèvements d'eau souterraine doivent être réalisés lorsque le nuage d'eau pluviale recoupe le forage. Des mesures en continu de la conductivité électrique permettent de fixer la période de prélèvement (cf. Figure 11). Les prélèvements sont réalisés simultanément sur les forages situés à l'aval et à l'amont hydraulique du bassin (point de suivi et point témoin).

■ Mode d'évaluation et mise en œuvre des mesures

La mesure de la conductivité électrique et de la concentration en oxygène dissous dans la nappe phréatique peut être réalisée efficacement grâce à une sonde multiparamétrique qui est disposée dans un piézomètre⁵ situé à proximité immédiat du bassin d'infiltration (berges du bassin). La mesure au pas de temps horaire est réalisée lors d'épisodes pluvieux froids (hivers) et chauds (été) afin de prendre en compte des variations de consommation en oxygène dissous qui résulteraient de la variation saisonnière de la température (stimulation des micro-organismes). De 2 à 4 épisodes peuvent ainsi être suivis chaque année (voire tous les 2 ans). La période de mesure nécessaire pour couvrir un épisode pluvieux dépend des conditions pluviométriques et hydrogéologiques locales mais il dépasse rarement 1 mois.

La Figure 11 présente les résultats des mesures de la conductivité électrique et de l'oxygène dissous dans la nappe phréatique à l'aplomb de 4 bassins d'infiltration de l'agglomération lyonnaise. Elle illustre la diversité des réponses de la nappe phréatique qui permet d'évaluer globalement le fonctionnement du dispositif d'infiltration.

- Panneau supérieur gauche - fonctionnement attendu: bassin de Django Reinhardt

Les épisodes pluvieux induisent une baisse de la conductivité électrique et n'entraîne pas de diminution de la concentration en oxygène dissous (nappe proche de la saturation en oxygène dissous).

⁵ L'installation et l'équipement du piézomètre doivent être menés afin que ce dernier recoupe effectivement le panache d'eau pluviale.

- Panneau inférieur gauche - dysfonctionnements temporaires: bassin de l'IUT - consommation excessive d'oxygène dissous lors des épisodes pluvieux chauds

Les épisodes pluvieux entraînent également une baisse prononcée de la conductivité électrique. Les épisodes pluvieux froids engendrent une oxygénation de la nappe phréatique (nappe sous-saturée en oxygène dissous). Par contre, les épisodes pluvieux chauds induisent une baisse de la concentration en oxygène dissous dans la nappe. Datry (2003) a montré que cette baisse était imputable à une consommation excessive de l'oxygène des eaux pluviales au niveau de l'interface ouvrage / sol très organique (curage nécessaire).

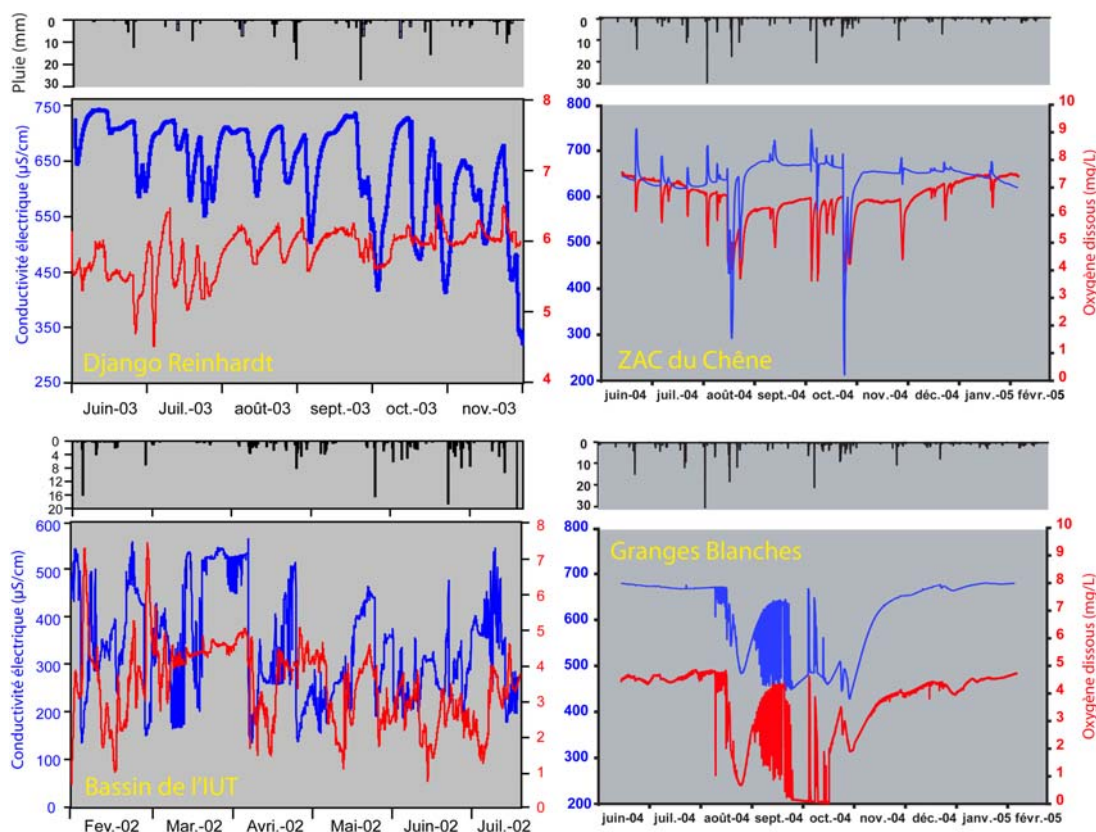


Figure 11 : Enregistrement en continu (pas de temps horaire) de la conductivité électrique (tracé bleu) et de la concentration en oxygène dissous (tracé rouge) des eaux de la nappe phréatique à l'aplomb hydraulique de 4 bassins d'infiltration de l'agglomération lyonnaise.

- Panneau supérieur droit - dysfonctionnements répétés : bassin de ZAC du Chêne - minéralisation excessive des eaux d'infiltration et consommation excessive d'oxygène dissous lors de tous les épisodes pluvieux.

La plupart des épisodes pluvieux génèrent une hausse de la conductivité de la nappe (malgré une conductivité initiale de 650 $\mu\text{S}/\text{cm}$) et tous entraînent une baisse de l'oxygène dissous (nappe à saturation en conditions normales). La nature des apports au bassin (mélange eau pluviale / eau usée) et l'état de l'interface ouvrage / sol (épaisse accumulation de sédiments urbains organiques) mériteraient d'être étudiés.

- Panneau inférieur droit - dysfonctionnement prolongé: bassin de Granges Blanches: consommation excessive d'oxygène en été (anoxie estivale).

Les épisodes pluvieux chauds entraînent une baisse estivale prolongée de l'oxygène dissous à laquelle se surajoutent des fluctuations journalières de l'oxygène et de la conductivité. Les causes multiples incluent probablement des apports d'eau usée, un bassin présentant une zone non saturée insuffisante (< 1 m), et des pompages (irrigation) dans la nappe à proximité du bassin.

6. Quels sont les types de déchets produits par les systèmes d'infiltration ? Quels sont les modes traitement ou de pré-traitement envisagés et quelle est leur efficacité ?

Les déchets issus des ouvrages de rétention et d'infiltration des eaux de ruissellement urbaines sont principalement les sédiments qui s'accumulent au fond des bassins. Ces résidus prennent le statut de déchets à partir du moment où ils sont enlevés de ces bassins. Ces sédiments contiennent une part minérale importante (+ de 80 % du matériau) mais sont très riches en matière organique et un taux d'humidité très variable selon la saison durant laquelle ils sont récupérés. Le niveau de pollution des sédiments peut varier en fonction des activités et de la superficie du bassin versant. La pollution dans ces résidus est une pollution mixte : on retrouve des métaux, principalement le cuivre (200-400 mg.kg⁻¹), le plomb (200-400 mg.kg⁻¹) et le zinc (2000-3000 mg.kg⁻¹). La pollution dite organique est représentée majoritairement par les hydrocarbures linéaires (15500 mg.kg⁻¹). La pollution métallique n'est pas dégradée. Les métaux peuvent éventuellement subir des changements d'état d'oxydo-réduction ce qui peut modifier leur comportement mais ne pourront pas être "détruits", ni chimiquement, ni biologiquement. La pollution aux hydrocarbures peut quant à elle être dégradée par oxydation chimique ou biologique. (Ruban et al, 2005).

Les sédiments peuvent rester en place au fond du bassin tant qu'ils ne compromettent pas l'efficacité des ouvrages et tant que la quantité de polluants qui atteint le sol sous-jacent est acceptable d'un point de vue environnemental. Des essais (en colonne de laboratoire ou en système fermé) ont montré que dans ces sédiments, les métaux et les hydrocarbures étaient relativement peu mobiles (Larmet et Delolme, 2005). La pollution par les métaux et les hydrocarbures est localisée dans la partie superficielle des ouvrages et en particulier dans la couche de surface que forment les sédiments. Cependant, dès qu'un bassin est colmaté, ou lorsque que la quantité accumulée dans le bassin de rétention devient trop importante, il faudra procéder à un curage.

La réglementation européenne considère ces résidus comme des déchets et la présence de métaux et d'hydrocarbures les classe dans la catégorie des déchets dangereux (directives européennes 91/156 et 91/689). Aucun texte réglementaire spécifique à ce type de déchet n'existe pour orienter ce résidu dans telle ou telle filière d'élimination ou de traitement. Il est seulement recommandé aux États membres de veiller de manière responsable à leur élimination et à leur valorisation.

L'épandage agricole ou sur emprise routière n'est pas adapté. Les concentrations limites en certains métaux pour évacuer les sédiments vers ces filières sont fixées par l'arrêté du 8 janvier 1998. Le niveau de pollution métallique des sédiments est parfois trop important (valeurs seuils (mg.kg⁻¹) : Cd 10, Cr 1000, Cu 1000, Hg 10, Ni 200, Pb 800, Zn 3000, Cu+Cr+Ni+Zn 4000) et la fraction minérale du déchet de plus de 80 % le rend peu intéressant d'un point de vue agronomique. De plus, cet arrêté ne prend pas en considération la pollution par les hydrocarbures. Les seuls polluants organiques recherchés sont les PCB et les HAP. Même si les textes réglementaires ne tiennent pas compte de la pollution aux hydrocarbures non aromatiques pour la prise de décision quant à la gestion des sédiments, il convient d'être prudents.

Ces déchets peuvent être envoyés en centre d'incinération. Cette alternative peut se révéler coûteuse et peu adaptée. En fonction de la saison, les sédiments peuvent être immergés dans les bassins. Un taux d'humidité trop important exclut un sédiment de l'incinération. Si l'incinération est la voie de traitement choisie, il faudra préférer curer les bassins en période sèche.

Les sédiments peuvent être lavés (hydrocyclonage, spiralage) (Ruban et al, 2005). Le but est de séparer la partie fine qui contient majoritairement la pollution des particules plus grossières qui constituent les sables. Suite à ce traitement, les sables "propres" pourraient être valorisables en remblais de canalisation, par exemple. Cette technique est efficace, la pollution qui est majoritairement sur la fraction fine est alors séparée de la partie valorisable. Mais cette efficacité diminue si la proportion de fines du matériau est importante. Ce traitement serait à conseiller pour les sédiments grenus. Après ce traitement, il faut envisager la gestion du sous-produit généré (les fines très polluées) : incinération, stockage, biotraitement...

Les sédiments peuvent aussi être traités biologiquement pour réduire la pollution organique (Desjardins et al, 2005). En maintenant une aération (par retournement mécanique par exemple) et un taux d'humidité inférieur à 40 %, l'activité microbienne permet de dégrader les hydrocarbures contenus dans les sédiments. Ceci est possible si les conditions redox et nutritionnelles du milieu le permettent et c'est généralement le cas : le pH est proche de 7 et il existe du phosphore et de l'azote en quantité suffisante pour permettre à la microflore de croître et de métaboliser les polluants organiques. Les critères importants sont le taux d'humidité qui ne doit pas être trop important (45 % maximum) et le traitement doit avoir lieu de préférence en période chaude pour favoriser la vie microbienne. La nature pollution organique doit aussi être examinée. En effet, le type d'hydrocarbures présents peut compromettre l'efficacité du traitement biologique. Plus la chaîne carbonée est longue et plus il y a de ramifications sur cette chaîne, plus la microflore aura des difficultés à dégrader ces molécules. Le traitement biologique est à recommander en cas de pollution par des hydrocarbures de faible poids moléculaire. La concentration initiale en hydrocarbures peut aussi être un paramètre déterminant. Les essais réalisés en laboratoire dans le cadre du programme « MGD Infiltration » (Desjardins et al, 2005) l'ont été sur des échantillons fortement pollués ($> 10000 \text{ mg.kg}^{-1}$). De faibles concentrations initiales peuvent être un frein à cette technique. L'influence des métaux sur l'activité biologique n'a pas pu être démontrée. Les métaux présents en grande quantité sont peu mobilisables à l'eau et donc finalement peu bio-disponibles et par conséquent peu ou pas toxiques. Ce type de biotraitement peut venir en amont d'un traitement par lavage afin de débarrasser le sédiment d'une partie de la pollution organique qui pourrait nuire à la qualité des sables sortants ou en avant une mise en centre de stockage pour diminuer la dangerosité du déchet.

L'inconvénient majeur des traitements biologiques est leur durée qui peut être de l'ordre de l'année.

En dernier recours, ces déchets peuvent être destinés au stockage mais selon leur niveau de pollution, le prix du stockage en Centre de Stockage de Déchets Ultimes pourra être très élevé.

En matière de caractérisation et de gestion des sédiments de l'assainissement pluvial, on pourra pour de plus amples renseignements se référer à Ruban & al. (2005).

Conclusion

L'état de l'art et les recherches menées dans ce domaine sont encore lacunaires et les principales questions concernant l'évolution dans le temps des structures d'infiltration sont encore à affiner. Les principaux blocages scientifiques qui s'opposent à l'amélioration des performances et au développement des ouvrages d'infiltration comme système de drainage urbain doivent être levés. Ces principaux blocages scientifiques sont pour l'essentiel liés à une compréhension encore insuffisante des interactions entre les différents mécanismes physiques, chimiques et biologiques qui interviennent tout au long du processus d'infiltration, couplés aux problèmes d'échelles spatiales et temporelles importantes. L'étude de ces mécanismes et leurs interactions a été l'objet d'avancées significatives au cours des dernières années, notamment au sein de l'OTHU (Observatoire de Terrain en Hydrologie Urbaine) et dans le cadre de programmes de Recherche comme le programme « MGD infiltration ».

Sur la base des résultats obtenus et des séries de données récemment acquises, il paraît maintenant nécessaire de continuer à i) résoudre les points faibles des ouvrages d'infiltration actuels ; ii) améliorer de la gestion des sous-produits ; iii) mieux évaluer des impacts environnementaux en faisant notamment des bilans de masses entre les entrants issus des bassins versants et les sortants (quantités atteignant la nappe) ; iv) mettre au point des indicateurs de performance de ces systèmes d'infiltration pour lesquels un travail de débroussaillage a déjà été mené (Perrodin et al, 2005).

Références bibliographiques

- AFNOR, 1999. *Réalisation d'un forage de contrôle de la qualité de l'eau souterraine au droit d'un site potentiellement pollué*. Fascicule de documentation FD X31-614, Association Française de Normalisation, Paris, 31 pp.
- AFNOR, 2000. *Prélèvements et échantillonnage des eaux souterraines dans un forage*. Fascicule de documentation FD X31-615, Association Française de Normalisation, Paris, 58 pp.
- Aller, L., Bennett, T.W., Hackett, G., Petty, R.J., Lehr, J.H., Sedoris, H., Nielsen, D.M., Denne, J.E. (1989). *Handbook of suggested practices for the design and installation of ground water monitoring wells*: National Water Well Association, Dubin, OH, 380 pp.
- Appleyard S.J. *Impact of stormwater infiltration basins on groundwater quality, Perth metropolitan region, Western Australia*. Environmental Geology, 1993, n°21, p 227-236.
- Azzout Y. (1996) *Aide à la décision appliquée au choix des techniques alternatives en assainissement pluvial*. Thèse de Doctorat de l'INSA de Lyon, , 245 p.
- Azzout Y. Barraud S., Crès FN, Alfakih E. (1994). *Techniques alternatives en assainissement pluvial*. Paris : éd. Tec & Doc de Lavoisier, 372 p.
- Bardin J.P. (1999). *Contribution à une meilleure connaissance du fonctionnement qualitatif des bassins de retenue soumis en permanence à un débit traversier avec la prise en compte des incertitudes*. Thèse de Doctorat : Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 341 p + annexes.
- Barraud S. et Alfakih E. (1999). Méthode de dimensionnement des ouvrages de stockage. Support pédagogique Formation ENPC – Choisir et concevoir les techniques alternatives en assainissement pluvial. Edition Ponts Formation. 28 p.
- Barraud S. et Winiarski T (2005). Colmatage et réhabilitation. *Deuxième journée technique de l'OTHU : L'infiltration des eaux pluviales - Nouveaux acquis pour la conception et la gestion des ouvrages*. Hôtel de la Communauté urbaine de Lyon, Lyon, 27 janvier 2005. Edition GRAIE, 50 p.
- Bouwer H. (1969). Theory of seepage from open channels - *Advances in hydrosciences*, 1969, Vol.5, New-York : Academic Press, p121-170.
- Bouwer H. (2002), Artificial recharge of groundwater: hydrogeology and engineering, *Hydrogeology Journal* 10; 121-142.
- Brown & Caldwell Consulting Engineers. *Fresno nationwide urban runoff project : final report for the Fresno Metropolitan Flood District*. Sacramento, Californie, 1984, 165 p.
- Cassan M., les essais d'eau dans la reconnaissance des sols. Paris : Edition Eyrolles, 1988.
- CERTU (2003). *La ville et son assainissement : Principes, méthodes et outils pour une meilleure intégration dans le cycle de l'eau*. [CD ROM] CERTU Ministère de l'écologie et du développement durable.
- Chebbou G. (1992). *Solides des rejets pluviaux urbains caractérisation et traitabilité*. Thèse de doctorat : Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 413 p + annexes.
- Citeau L. 2005. *Transfert sols-eaux—plantes de micropolluants : état des connaissances et application aux eaux de ruissellement urbaines*. Rapport d'avancement 7. INRA Versailles pour le compte de l'Agence de l'Eau Seine Normandie. 9 p.
- Dartry T. (2003). *Urbanisation et qualité des nappes phréatiques- réponses des écosystèmes aquatiques souterrains aux pratiques d'infiltration d'eau pluviale*. Thèse de doctorat. Université Lyon 1. 220 p.
- Datry T., Malard F., Gibert J. (2004). Dynamics of solutes and dissolved oxygen in shallow urban groundwater below a stormwater infiltration basin. *Science of the Total Environment*. 329, 215-229.
- Datry T., Malard F. and Gibert J. (2005a). Response of invertebrate assemblages to increased groundwater recharge rates in a phreatic aquifer. *Journal of the North American Benthological Society* , 24: 461-477.

- Datry T., Malard F., Bouger G. et Gibert J. (2005b). Auto-épuration des rejets urbains de temps de pluie par les bassins d'infiltration *Hydroplus* 153: 57-59.
- Datry T., Malard F., Gibert J. (2004). Dynamics of solutes and dissolved oxygen in shallow urban groundwater below a stormwater infiltration basin. *Science of the Total Environment*. 329, 215-229.
- Dechesne M. (2002) *Connaissance et Modélisation du fonctionnement des bassins d'infiltration d'eaux de ruissellement urbain pour l'évaluation des performances techniques et environnementales sur le long terme*. Thèse de Doctorat : Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2002, 276 p + annexes. Disponible en ligne sur <<http://docinsa.insa-lyon.fr/these/pont.php?id=dechesne>>
- Desjardins V., Gourdon R. et Gendraul S.(2005).Traitabilité biologique des sédiments issus de la gestion des bassins d'infiltration des eaux pluviales. *Deuxième journée technique de l'OTHU : L'infiltration des eaux pluviales - Nouveaux acquis pour la conception et la gestion des ouvrages*. Hôtel de la Communauté urbaine de Lyon, Lyon, 27 janvier 2005. Edition GRAIE, 50 p.
- ENPC (1978). *Evacuation des eaux pluviales urbaines*. Paris : collection de la formation continue de l'ENPC, 1978. 166 p.
- Eurydice 92 (1997). *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*, coordonné par B. Chocat. Paris : éd. Tec et Doc de Lavoisier. 1124 p.
- Gautier A. (1998). *Contribution à la connaissance du fonctionnement d'ouvrages d'infiltration d'eau de ruissellement pluvial urbain*. Thèse de doctorat. INSA de Lyon. 5 février 1998, 248 p.
- Hütter U., Remmler F. *Stormwater infiltration at a site with critical subsoil conditions : investigation of soil, seepage water and groundwater*. 7th International Conference on Urban Storm Drainage, Hannover, Germany, 1996, p 713-718.
- Instruction technique (1977). *Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations*. 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. IT 77 284 INT, imprimerie nationale, Paris, 62 p + annexes.
- Ishizaki K., Imbe M., Ni G., Takeshima M. *Background of rainwater infiltration technology*. In 7th International Conference on Urban Storm Drainage, Hannover, Germany, 1996, p 377-382.
- Larmet H., Delolme C. (2005). *Transfert concomitant des bactéries et des métaux lourds (Zn, Cu, Cd) dans deux bassins d'infiltration d'eaux pluviales approches en colonnes de laboratoire en conditions hydrodynamiques réelles*. Bulletin du GFHN in press.
- Lassabatere, L. (2002). *Modification du transfert de trois métaux lourds (Zn, Cd, Pb) dans un sol issu d'un dépôt fluvioglacière carbonaté par l'introduction d'un géotextile*. Thèse de doctorat de l'INSA Lyon. 165 p. Disponible en ligne sur <<http://docinsa.insa-lyon.fr/these/pont.php?id=lassabatere>>
- Leeflang M.J., Monster N.J. (1995). *The design of infiltration and percolation facilities: literature review - Technische Universiteit Delft ed.*, 110p.
- Malard F. et Datry T. (2002). Plan d'expérimentation pour la mesure des impacts de l'infiltration des eaux pluviales sur la qualité physico-chimique et biologique des nappes en zone urbanisée. Fiche technique OTHU N°6, 4 pp. Proceedings de la Journée technique de l'OTHU, 25 septembre 2002, Lyon.
- Malard F., Datry T. and Gibert J. (2005). Subsurface sediment contamination during borehole drilling with an air-actuated down-hole hammer. *Journal of Contaminant Hydrology* 79: 156-164.
- Malard F., Datry T., Bouger, G., Gibert, J., (2004). The use of multilevel wells and multi-parameter loggers for monitoring groundwater quality below stormwater infiltration basins. Pp. 713-720. In GRAIE (ed.) «Sustainable techniques and strategies in urban water management », Novatech 2004, Delta Imprimerie, Lyon, France.
- Malmquist P.A., Hard S. (1981). Groundwater quality changes caused by stormwater infiltration. 2nd *International Conference on Urban Storm Drainage, Urbana, Etats-Unis*, Vol. 2, 89-97.
- MATE (2003). *Guide méthodologique pour la mise en place et l'utilisation d'un réseau de forages permettant d'évaluer la qualité de l'eau souterraine au droit ou à proximité d'un site (potentiellement) pollué*. Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement. 61 p.
- Metropolitan-council (2001). *Minesota Urban small sites BMP manual*, 156 p.

- Mikkelsen P.S., Häfliger M., Ochs M., Tjell J.C., Jacobsen P., Boller, M.(1997). *Pollution of soil and groundwater from infiltration of highly contaminated stormwater – a case study*. Water Science and Technology, 36(8-9), 325-330.
- Ministry of Environment and Energy Ontario (1994). *Stormwater management practices – Planning and design manual*. Canada, 260 p + Annexes
- Musy A., Soutter M. (1991). *Physique du sol*. Lausanne : Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 335p.
- Nightingale H.I. (1975). Lead, zinc and copper in soils of urban storm runoff retention basins. *American Water Works Association Journal*, 67, 443-446.
- Perrodin Y., Delolme C., Winiarski T., Bedell J.-P., Barraud S., Bardin J.-P., Lecoustumer S., Gibert J., Malard F., Mermillod Blondin F., Gourdon R., Desjardin V., Brelot E., Bacot L. (2005). *MGD Infiltration : Maîtrise et gestion durable des ouvrages d'infiltration des eaux pluviales en milieu urbain*. Programme Réseau Génie Civil & Urbain. Rapport final, 145 p + Annexes.
- Pisano W.C, Zukovs G. (1992). Demonstration of advanced high rate treatment for CSO control in Metropolitan Toronto area. *Novatech'92*, Lyon, France, p 331-340.
- Pitt, R., Clark, S., Field, R. (1999). Groundwater contamination potential from stormwater infiltration practices. *Urban Water* 1, 217-236.
- Pratt C.J., Powell J.J.M. (1993). A new UK approach for the design of sub-surface infiltration systems - *Sixth International Conference on Urban Storm Drainage*, Niagara falls, p987-992.
- Raous P. (1983). *Les techniques de contrôle du ruissellement pluvial urbain en amont des réseaux d'assainissement*. Montpellier : rapport du Laboratoire d'Hydrologie Mathématique de Montpellier, 1983. 137 p.
- Ruban V. (coord) (2005). *Caractérisation et gestion des sédiments de l'assainissement pluvial*. Collection Génie Urbain – Ed. Laboratoire des ponts et Chaussées, 151 p.
- Stahre P., Urbonas B. (1990). *Stormwater detention for drainage, water quality and CSO management*. Englewood Cliffs, New Jersey, USA: Ed Prentice Hall, 338 p.
- STU, Agences de l'Eau (1994). *Guide technique des bassins de retenue d'eaux pluviales*. Paris : Tec&Doc, 1994. 275 p.
- Vauclin M. (1975). *Etude expérimentale et numérique du drainage de nappes à surface libre, influence de la zone non saturée* - Thèse de doctorat : Université scientifique et médicale de Grenoble, 196p.
- Vauclin M. (1994). Modélisation du transport de solutés dans la zone non saturé du sol, revue et état de l'art - *Revue des sciences de l'eau*, n°7, p 81-102.
- Walsh, P. M., M. E. Barrett, J. F. Malina, Jr. and R. J. Charbeneau (1997). Use of vegetative controls for treatment of highway runoff, University of Texas, Austin: 115 p...
- Winiarski T., Delolme C., Bedell J.P., Ghidini M., Crosnier J., Bobillon G. (2001). *Profils chimique, biologique et perméabilité du bassin Django Reinhardt*. Rapport final. Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Lyon, 2001, 10 p + annexes.

Annexe

Méthodes de dimensionnement et de simulation des ouvrages d'infiltration

Les méthodes diffèrent les unes des autres en fonction des objectifs d'utilisation (planification, diagnostic, dimensionnement d'ouvrages dont l'agencement est plus ou moins complexes). Généralement deux grandes familles de méthodes sont utilisées : les méthodes simplifiées destinées au dimensionnement et les méthodes de simulation qui donne l'évolution du comportement en fonction du temps.

Méthodes simplifiées

Généralités sur les méthodes simplifiées

Ces méthodes sont simplifiées dans la mesure où elles permettent uniquement de faire un dimensionnement. Les deux méthodes présentées (méthode des pluies et méthode des volumes) sont basées sur 2 hypothèses : le débit de fuite de l'ouvrage de stockage est constant, il y a transfert instantané de la pluie à l'ouvrage de retenue. Les phénomènes d'amortissement dus au ruissellement sur le bassin versant sont donc négligés. Cela veut dire que ces méthodes ne seront applicables que pour des bassins versants relativement petits.

L'utilisation de ces méthodes demande des statistiques de pluies comme nous le verrons dans la présentation des méthodes ainsi que la définition d'un coefficient d'apport C_a et d'un débit de fuite constant. Le temps de vidange ou de fonctionnement sera également un élément de conception important qu'il est utile d'évaluer.

Estimation du coefficient d'apport

Le coefficient d'apport est le coefficient mesurant le rendement global de la pluie (fraction de la pluie qui parvient réellement à l'exutoire du bassin versant considéré).

Lorsque le bassin versant alimentant la retenue est très urbanisé, on pourra assimiler C_a au coefficient d'imperméabilisation (rapport des surfaces imperméables contribuant au ruissellement sur la surface totale du bassin).

Mais dès lors que le bassin est hétérogène et présente des zones naturelles, sa détermination devient une réelle difficulté ; C_a dans ce cas ne peut pas être confondu avec le coefficient d'imperméabilisation. Ce coefficient devient en effet variable en fonction du type et de l'état d'humidité du sol au moment du début de la pluie et donc de l'antériorité pluviométrique (en début d'averse si le sol est peu saturé le coefficient d'apport est faible, il peut devenir très élevé en fin d'averse lorsque le sol arrive à saturation).

La littérature fournit des tableaux donnant des valeurs moyennes de ces coefficients en fonction des types de sol, ou du type d'occupation des sols (densité de logements, type d'espace, type de couverture végétale...) et pour des périodes de retour données. Faute de mesures locales, elles pourront être utilisées. Nous donnons à titre d'exemple le tableau suivant (Cf. Tableau 9) permettant pour une surface urbaine de calculer le coefficient d'apport C_a à partir de coefficients de ruissellement décennal C_i de surfaces homogènes S_i :

$$C_a = \frac{\sum_{i=1}^n C_i S_i}{S}$$

Affectation des sols	Coefficient de ruissellement décennal C_i
Espaces verts aménagés, terrains de sports...	0,25 à 0,35
<u>Habitat individuel :</u>	
12 logements/ha	0,40
16 logements/ha	0,43
20 logements/ha	0,45
25 logements/ha	0,48
35 logements/ha	0,52
<u>Habitat collectif :</u>	
50 logements/ha	0,57
60 logements/ha	0,60
80 logements/ha	0,70
Equipements publics	0,65
Zones d'activités	0,70
Supermarchés	0,80 à 0,90
Parkings, chaussées	0,95

Tableau 9: Exemples de coefficients de ruissellement décennal de zones homogènes permettant d'estimer le coefficient d'apport pour des surfaces urbaines (STU & Agences de l'eau, 1994)

Estimation du débit de fuite

Le débit de fuite d'un ouvrage va dépendre essentiellement de son mode de vidange. Il peut être constant, du moins considéré comme tel ou bien plus généralement variable.

■ Débit de fuite constant

Dans le cas d'infiltration sur place et pour des besoins d'étude préalable, le débit Q_s peut être estimé par le produit de la surface d'infiltration S_{inf} et de la capacité d'absorption q_{as} . Un éventuel colmatage peut être pris en compte en introduisant un coefficient de sécurité qui va dépendre de l'environnement de l'ouvrage (apports de fines) et du type d'entretien.

Le débit de fuite est alors donné par l'expression : $Q_s = \alpha q_{as} S_{inf}$

avec α : coefficient minorateur

q_{as} : capacité d'absorption par unité de surface infiltrante en $m^3/s/m^2$

S_{inf} : surface d'infiltration en m^2 .

En phase de faisabilité, dans la mesure où la hauteur d'eau stockée est faible et la nappe profonde, la capacité d'absorption q_{as} peut-être approximée par la conductivité hydraulique. Des ordres de grandeur de la conductivité hydraulique dans différents sols sont donnés au Tableau 3.

K (m/s)	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
Types de sols	Gravier sans sable ni éléments fins		Sable avec gravier, Sable grossier à sable fin		Sable très fin Limon grossier à limon argileux		Argile limoneuse à argile homogène				
Possibilités d'infiltration	Excellentes		Bonnes		Moyennes à faibles		Faibles à nulles				

Tableau 10 : Ordres de grandeur de la conductivité hydraulique dans différents sols (Musy & Soutter, 1991)

Pour la surface d'infiltration et/ou pour le coefficient minorateur, différentes hypothèses peuvent être prises. On donne à titre d'exemple celles que l'on trouve le plus communément dans la littérature (Cf. Tableau 4).

Pays	type d'ouvrage	Hypothèses pour la surface d'infiltration	expression du débit de fuite	paramètres du sol
Danemark (1)	Puits tranchées bassins	Pas d'infiltration par le fond colmaté Infiltration sur ½ de la hauteur	$S_{inf} * K_s$	observations hydrogéologiques ou mesures in situ
Allemagne (1)	tranchées bassins fossés	Infiltration par le fond et par la ½ hauteur des parois Toutes les surfaces participent à l'infiltration S_{eff} = Surface miroir	$S_{inf} * K$	en saturé $K = K_s$, en non saturé $K = K_s/2$ mesures in situ
Pays bas (2)	Puits tranchées bassins	Sans prétraitement le fond est supposé colmaté, Infiltration sur ½ de la hauteur si fond colmaté	$S_{inf} * K$	$K = K_s * c$ $c=0.5$ si K_s est mesurée in situ, $c=0.3$ si K_s est estimé
Suisse (2)	puits, tranchées bassins	Infiltration sur ½ de la hauteur et par le fond	$S_{inf} * K$	K , estimé ou mesuré
Royaume uni (3)	puits	Fond colmaté Infiltration sur ½ de la hauteur	$S_{inf} * q_{as}$	q_{as} mesuré par une essai in situ normalisé
USA et Suède (2)	puits, tranchées bassins	Fond colmaté Infiltration sur ½ de la hauteur	$S_{inf} * K * c$	essai in situ pour déterminer K et $0.3 < c < 0.5$
Japon (1)	tranchées	Toute la surface participe à l'infiltration	$c * S_{inf} * q_{as}$	q_{as} mesuré par un essai in situ et réduit par un facteur de sécurité, de colmatage
France (4)	Puits Tranchées Noues CSR	Dépend du type de technique, du type d'entretien, du type d'apport (organigrammes proposés)	$c * S_{inf} * q_{as}$	q_{as} mesuré par un essai in situ et réduction des surfaces d'infiltration selon les cas

(1) ATV 138, (2) (Leeflang et al., 1995), (3) (Pratt et al., 1993), (4) (Azzout et al., 1994)

K : conductivité hydraulique et K_s : conductivité hydraulique à saturation - S_{inf} : surface effective d'infiltration - q_{as} : capacité d'infiltration par unité de surface – CSR : chaussée à structure réservoir

Tableau 11 : Hypothèses pour la prise en compte du colmatage et des surfaces d'infiltration en conception dans différents pays

■ Débit de fuite variable

Des essais in situ sont de toutes façons indispensables lors de la phase d'étude détaillée. Les essais préconisés sont semblables aux essais pratiqués dans le cadre de l'assainissement autonome (essai Porchet, Méthode Muntz, « Standard Percolation Test", Essai anglais) (Cassan M., 1988 ; Azzout, et al., 1994)

Dans le cas d'essai in situ il sera possible de considérer la courbe obtenue du débit en fonction de la charge h comme relation à utiliser dans la méthode des débits. On pourra assortir cette loi de vidange $Q_s = g(h)$ d'un coefficient minorateur tenant compte du colmatage.

Méthode des pluies – Méthode des courbes enveloppe – Méthode Hollandaise

Principe et construction de la méthode

Il est à noter que dans cette méthode, outre les hypothèses faites ci-dessus, aucune continuité pluviométrique n'est prise en compte. Les statistiques sur lesquelles repose le calcul des volumes d'eau à stocker sont basées sur l'indépendance des événements pluvieux. Ceci signifie que lors des dépouillements les périodes de temps sec ne sont pas prises en compte. La construction de la méthode suit les étapes suivantes.

■ Analyse statistique des intensités ou des hauteurs

Pour construire la méthode, on s'appuie sur des dépouillements de pluies identiques à ceux opérés pour la construction des courbes IDF. Sur un ensemble d'épisodes pluvieux mesurés pendant N années, on calcule les N intensités maximales annuelles I pour différents intervalles de temps D puis on réalise un classement

fréquentiel des valeurs de I. On peut ainsi déterminer des courbes intensités maximales pour des durées d'analyse et des fréquences F (ou périodes de retour T) différentes (Cf. Figure 12).

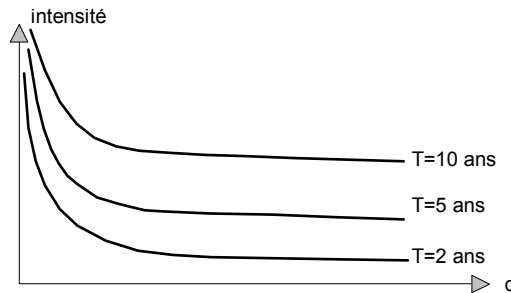


Figure 12: Courbes Intensités-Durées-Fréquences

On a coutume d'approximer ces courbes IDF par des relations du type :

$$i(D, T) = a(T) D^{b(T)} \quad (\text{Formule de Montana})$$

$$i(D, T) = a(T) / (D + b(T)) \quad (\text{Formule de Talbot})$$

$$i(D, T) = a(T) (D + b(T))^{c(T)} \quad (\text{Formule de Keiffer et Chu})$$

Ces formules sont plus ou moins adaptées aux durées considérées. La première (formule de Montana) est celle utilisée dans l'instruction technique de 1977 pour le dimensionnement des réseaux de conduites de 5 min à 2 h. Pour dimensionner des ouvrages de retenue, la limite des 2 heures est beaucoup trop faible. On préfère alors des ajustements de type $i(D, T) = a(T)(D + b(T))^{c(T)}$ dont le domaine de validité se situe de 15 min à 48 h (Paris Montsouris) ou de 15 min à 72 h (Montpellier-Bel air) ou des ajustements de Montana calés pour des durées de allant de 15 min à 6 heures et qui peuvent convenir pour de petits ouvrages.

■ Détermination des courbes hauteur-durée-fréquence

Pour dimensionner la rétention, il est nécessaire de transformer ces intensités $i(D, T)$ en hauteurs $H(D, T)$: $H(D, T) = i(D, T) \cdot D$

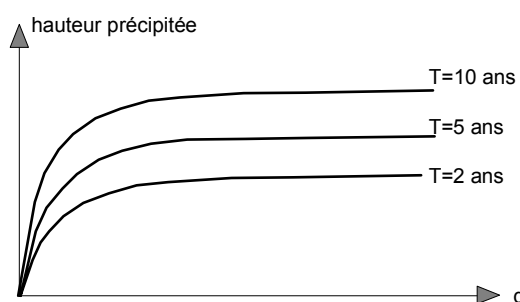


Figure 13 : Courbes Hauteurs-Durées-Fréquences

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 N années, on repère les N hauteurs maximales annuelles H pour différents intervalles de temps D 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 I.D.F.

■ ■ Détermination du volume à stocker

On suppose que l'ouvrage a un débit de fuite constant Q_s que l'on exprime sous la forme d'un débit spécifique : $q_s = Q_s / S_a$ (homogène à une intensité)

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 $H(D, T)$ et la courbe représentant l'évolution des hauteurs d'eaux évacuées ($q_s \cdot D$) en fonction des durées d'évacuation D (Cf. Figure 14).

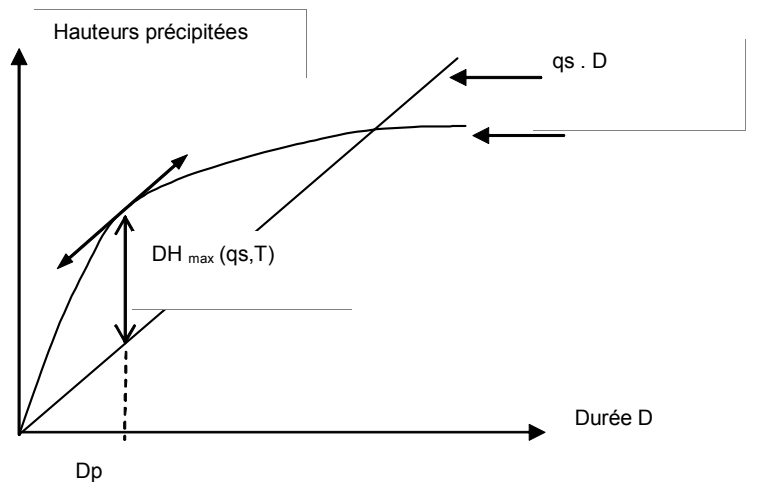


Figure 14 : Superposition de la courbe hauteur-durée $H(D, T)$ pour une fréquence choisie et de la courbe d'évacuation $q_s \cdot D$

Les différences $DH(q_s, T, D)$ entre la courbe $q_s \cdot D$ et $H(D, T)$ correspondent aux hauteurs à stocker pour différentes durées D . Le maximum $DH_{\max}(q_s, T)$ correspond à la hauteur maximale à stocker pour qu'il n'y ait pas débordement.

$$DH_{\max}(q_s, T) = \text{Max} [H(D, T) - q_s \cdot D] = H(D_p, T) - q_s \cdot D_p$$

Le volume d'eau à stocker peut alors facilement être déterminé par :

$$V_{\max} = DH_{\max}(q_s, T) \cdot S_a$$

V_{\max} : volume à stocker

$DH_{\max}(q_s, T)$: hauteur d'eau spécifique à stocker

S_a : surface active d'apport du bassin.

q_s : débit de fuite spécifique

T : période de retour choisie pour la conception

D_p : Durée correspondant à $DH_{\max}(q_s, T)$

■ ■ Estimation du temps de fonctionnement et du temps de vidange

Rappelons que nous appelons temps de fonctionnement l'intervalle de temps pendant lequel l'ouvrage est en eau. Le temps de fonctionnement peut être calculé en écrivant l'égalité entre le volume entré et le volume sorti de l'ouvrage pendant la période de fonctionnement D_f ou, ce qui revient au même, entre les hauteurs d'eau en entrée et les hauteurs d'eau en sortie.

Dans cette modélisation tout se passe comme si le bassin recevait une sollicitation constante d'intensité $i_c = H(D_p, T) / D_p$ pendant une durée D_p . L'ouvrage fonctionne, quant à lui pendant une durée D_f (Cf. figure 4.).

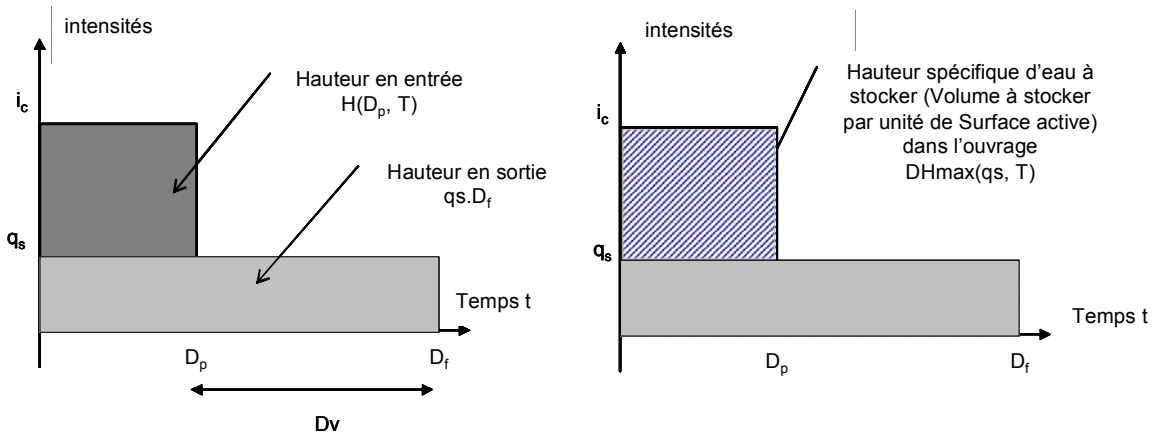


Figure 15 : Schématisation du modèle utilisé dans la méthode des pluies

$$H_{\text{entrée}} = H(D_p, T)$$

$$H_{\text{sortie}} = q_s \cdot D_f$$

Ainsi l'égalité des hauteurs d'entrée et de sortie donne :

$$D_f = \frac{H(D_p, T)}{q_s}$$

Le temps de vidange D_v est défini ici comme le temps mis par l'ouvrage pour se vidanger soit $D_v = D_f - D_p$. Il peut également être calculé comme le temps nécessaire pour écouler l'ensemble du volume stocké à débit constant (ce qui revient au même).

$$D_v = D_f - D_p$$

ou bien

$$D_v = \frac{V_{\text{max}}}{Q_s} = \frac{DH_{\text{max}}(q_s, T) \cdot S_a}{q_s \cdot S_a} = \frac{DH_{\text{max}}(q_s, T)}{q_s}$$

Rappelons que l'on estime généralement qu'un temps de vidange ou de fonctionnement doit être inférieur à 24 heures.

Cas d'ouvrages en cascade

Prenons l'exemple de deux ouvrages de retenue en cascade.

S_a : surface active d'apport du bassin alimentant l'ouvrage 1 puis l'ouvrage 2

T : période de retour choisie pour la conception des deux ouvrages

V_{max1}, V_{max2} : volume à stocker respectivement dans l'ouvrage 1 et 2

q_{s1}, q_{s2} : débit de fuite spécifique respectivement dans l'ouvrage 1 et 2

D_{f1}, D_{f2} : durée de fonctionnement respectivement de l'ouvrage 1 et 2

D_{v1}, D_{v2} : durée de vidange respectivement de l'ouvrage 1 et 2

$DH_{max1}(q_{s1}, T)$, hauteur d'eau spécifique à stocker dans l'ouvrage 1 et 2

$DH_{max1}(q_{s1}, T)$:

D_p : Durée correspondant à $DH_{max}(q_{s1}, T)$ pour l'ouvrage 1

Le premier ouvrage peut être calculé suivant la méthode présentée précédemment, ainsi la représentation que l'on peut faire du modèle est la même que précédemment (Cf. Figure 16).

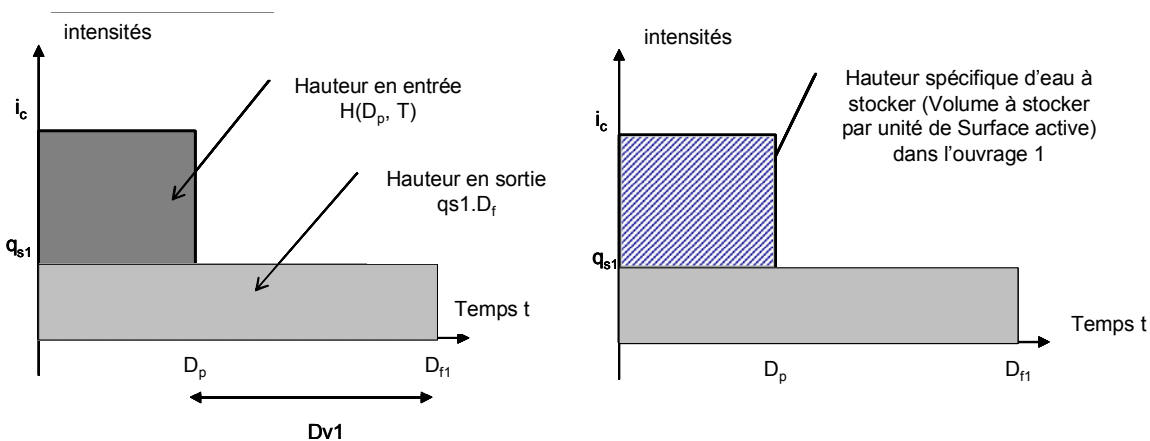


Figure 16 : Schématisation du modèle utilisé dans la méthode des pluies pour l'ouvrage 1 cas des ouvrages en cascade – premier bassin

Ainsi

$$V_{max1} = DH_{max1}(q_{s1}, T)$$

$$D_{f1} = \frac{H(D_p, T)}{q_{s1}}$$

Le deuxième ouvrage reçoit une intensité considérée comme constante et égale à q_{s1} sur une durée D_{f1} alors que le débit spécifique de sortie est de q_{s2} pendant une durée D_{f2}

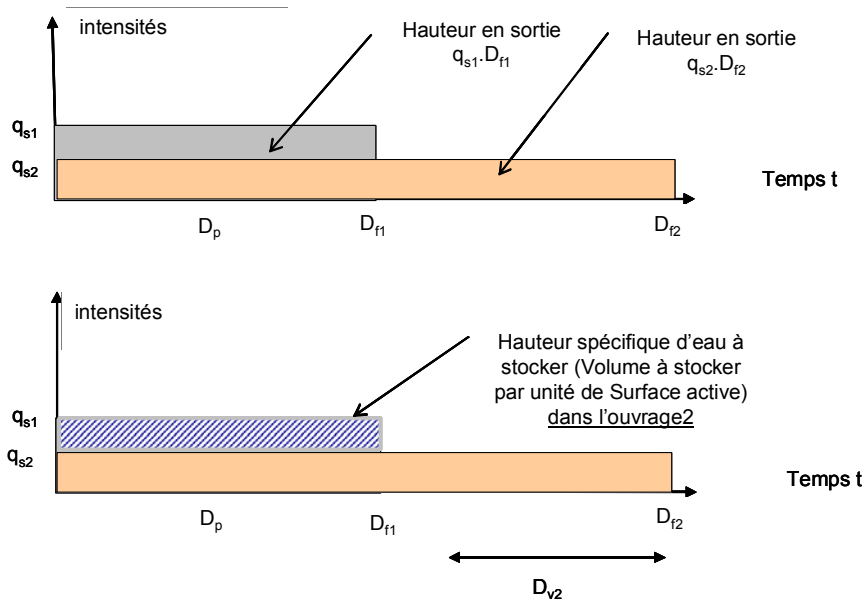


Figure 17 : Schématisation du modèle utilisé dans la méthode des pluies cas des ouvrages en cascades – Deuxième bassin

Il s'ensuit que la hauteur spécifique à stocker dans l'ouvrage 2 est $DH_{\max 2}(q_{s2}, T)$ est vaut :

$$DH_{\max 2}(q_{s2}, T) = (q_{s1} - q_{s2}) \cdot D_{f1}$$

En écrivant la conservation des hauteurs entre l'entrée et la sortie de l'ouvrage 2, il vient :

$$q_{s1} \cdot D_{f1} = q_{s2} \cdot D_{f2} \quad \text{soit}$$

$$D_{f2} = \frac{q_{s1} \cdot D_{f1}}{q_{s2}}$$

Le temps de vidange de l'ouvrage 2 est donc de :

$$D_{v2} = D_{f2} - D_{f1}$$

Considérations pratiques

Comme nous le verrons ultérieurement cette méthode appliquée à une même série de pluies donne des résultats inférieurs à la méthode des volumes du fait du principe même de sa construction (Cf. comparaison des 2 méthodes).

A Eviter !



En l'absence de données locales spécifiques à la méthode des pluies, certains concepteurs récupèrent auprès des services de la météorologie les courbes locales IDF traditionnelles (plus exactement leurs ajustements pour divers périodes de retour) ou utilisent directement les ajustements que l'on peut trouver dans l'instruction technique de 1977 (ajustement de Montana). Ils construisent ensuite les courbes Hauteurs-durées-fréquences à partir de ces courbes IDF valables uniquement pour de courtes durées (généralement de 5 min à 2 h) et ils extrapolent les courbes obtenues pour des durées plus grandes.

Cette façon de procéder donne des résultats incorrects (généralement des volumes très importants) car les ajustements traditionnellement utilisés pour les courbes IDF peuvent être complètement illicites pour le calcul des retenues.

Exemples simples d'application directe

■ ■ Exemple simple d'application de la méthode des pluies pour le dimensionnement d'un ouvrage de stockage

Soit un bassin versant de surface totale $S=12.5$ ha ayant un coefficient d'apport de $C_a=0.8$.

La surface disponible est de $S_{inf} = 3000\text{m}^2$, la capacité d'absorption du sol a été estimée à $q_{as}=10^{-4}$ m/s

Pour prendre en compte un colmatage possible ainsi que l'incertitude sur cette capacité d'absorption, nous prendrons un coefficient minorateur de 10.

Ainsi le débit de fuite sera $Q_s = 0.1 S_{inf} \cdot q_{as} = 0.1 \cdot 3000 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$

Données du problème :

$S=12.5$ ha

$S_a = C_a \times A = 12.5 \times 0,8 = 10$ ha

$Q_s=0,03 \text{ m}^3/\text{s}$.

$q_s = Q_s / S_a = 3 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ soit $0,018 \text{ mm / min}$

Les valeurs de la courbe HDF sont données de manière discrète au Tableau 12 (2^{ème} colonne) pour une période de retour de 10 ans (Données issues du Nord de la France). On peut alors calculer pour ces mêmes durées les hauteurs d'eau évacuées $q_s \cdot D$, en déduire les hauteurs à stocker (partie droite du Tableau 12) et tracer le graphe correspondant (Cf. Figure 18).

Valeurs de la courbe HDF locale		Hauteurs d'eau évacuées	Hauteur à stocker en fonction des durées
Durée D (min)	H(D,T) (mm)	$q_s \cdot D$ (mm)	DH (D, T)
10	12.4	0.18	12.22
15	15.3	0.27	15.03
30	19.6	0.54	19.06
60	24.8	1.08	23.72
120	30.3	2.16	28.14
240	36.6	4.32	32.28
360	38	6.48	31.52

Tableau 12. Valeurs de hauteurs de pluies, hauteur d'eau évacuées et hauteurs d'eau à stocker pour différents temps d'observation

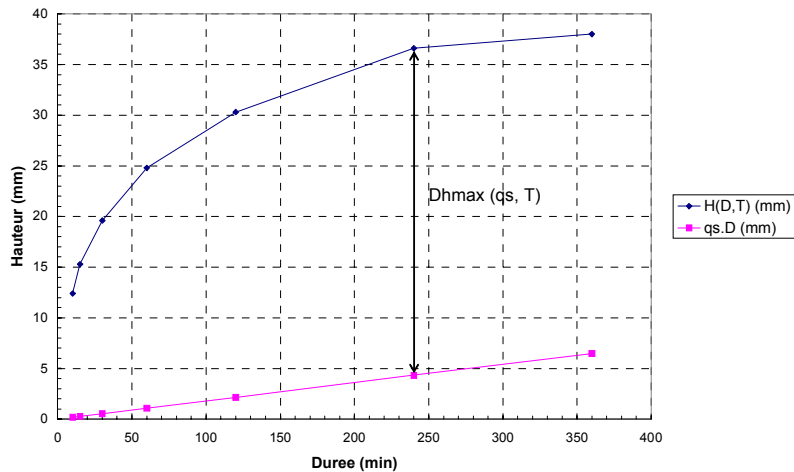


Figure 18 : Superposition de la courbe Hauteur –Durée locale et de la courbe de hauteur de fuite en fonction de la durée ($q_s.D$) (cas d'un ouvrage seul)

Dans ces conditions le volume V_{max} à stocker est de $V_{max} = DH_{max}(q_s, T) \cdot Sa = 3228 \text{ m}^3$

Le temps de fonctionnement $Df = H(Dp, T) / q_s = 2033 \text{ min} = 34 \text{ h}$

Le temps de vidange $Dv = DH_{max}(q_s, T) / q_s = 1793 \text{ min} = 30 \text{ h}$

Les temps d'évacuation sont longs (> 24 h). Si la collectivité accepte d'augmenter le débit de fuite se rejetant dans son réseau, on peut alors diminuer les temps de fonctionnement et de vidange de l'ouvrage de retenue. Si l'on veut un temps de fonctionnement, par exemple, inférieur à 24 h, le débit de fuite spécifique q_s devra être supérieur à $H(Dp, T)/24\text{h}$ c'est-à-dire à 0,0254 mm/min.

En reconduisant complètement la procédure précédente avec un $q_s = 0,026 \text{ mm / min}$ on aboutit aux résultats suivants :

$$V_{max} = 3036 \text{ m}^3$$

$$Df = 23,5 \text{ h} \quad Dv = 19,5 \text{ h}$$

■ Exemple d'application de la méthode des pluies pour le dimensionnement de deux ouvrages de stockage en cascade

Reprenons le même exemple que précédemment Soit un bassin versant de surface totale $A=12.5 \text{ ha}$ ayant un coefficient d'apport de $Ca=0.8$.

Le débit de fuite est toujours de 30 L/s soit 0,03 m³/s. Deux ouvrages en cascade sont proposés. L'un a un débit de fuite spécifique de 30 L/s/ha.actif soit 0,18 mm / min, le second lui servant d'exutoire a le débit de fuite de 30 L/s soit un débit spécifique de 0,018 mm / min

Données du problème :

$$S=12.5 \text{ ha} \quad Sa = Ca \times A=12.5 \times 0,8 = 10 \text{ ha}$$

$$Qs=0,03 \text{ m}^3/\text{s} \quad qs1 = 0,18 \text{ mm / min}$$

$$qs2 = 0,018 \text{ mm / min}$$

Les valeurs de la courbe HDF sont les mêmes que précédemment, (Cf. Figure 18 et Tableau 12) pour une période de retour de 10 ans.

Ouvrage 1

La hauteur spécifique à stocker se déduit facilement par lecture sur le graphique ci-dessous :

$$DH_{max_1}(q_{s1}, T) = 14,2\text{mm d'où}$$

$$V_{max_1} = 1420 \text{ m}^3$$

$$D_{f1} = 108,9\text{min} = 1,8 \text{ h}$$

$$D_{v1} = 78,8 \text{ min} = 1,3 \text{ h}$$

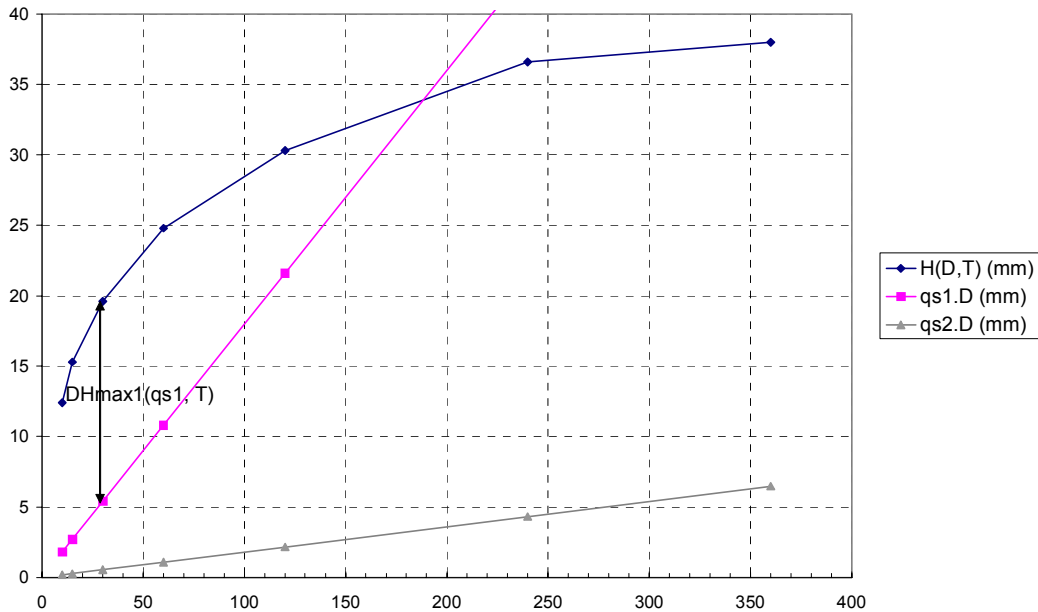


Figure 19 : Superposition de la courbe locale Hauteur-Durée pour une période de retour donnée et de la courbe de hauteur de fuite (qs.D) en fonction de la durée D (cas de deux ouvrages en cascade)

Ouvrage 2

Le hauteur spécifique à stocker est donnée par :

$$DH_{max_2}(q_{s2}, T) = (q_{s1} - q_{s2}) \cdot D_{f1} = 17,64 \text{ mm}$$

$$V_{max_2} = 1764 \text{ m}^3$$

En écrivant la conservation des hauteurs on a : $q_{s1} \cdot D_{f1} = q_{s2} \cdot D_{f2}$ d'où :

$$D_{f2} = 1889 \text{ min soit } 18 \text{ h}$$

$$D_{v2} = D_{f1} - D_{f2} = 18 - 1.8 = 16,2 \text{ h}$$

On constate comme on pouvait s'en douter que le deuxième ouvrage qui débite plus faiblement a un temps de fonctionnement et de vidange plus important que le premier. On peut alors essayer de rééquilibrer si on le souhaite.

Méthodes des volumes

Lire au préalable les généralités sur les méthodes simplifiées (Cf. 1.3)

Principe et construction de la méthode

La méthode des volumes diffère de la précédente par le fait que l'on n'extrait pas les événements pluvieux jugés intéressants sur la période totale d'exploitation des données. Les hauteurs d'eau sont cumulées par année (Cf. Figure 20).

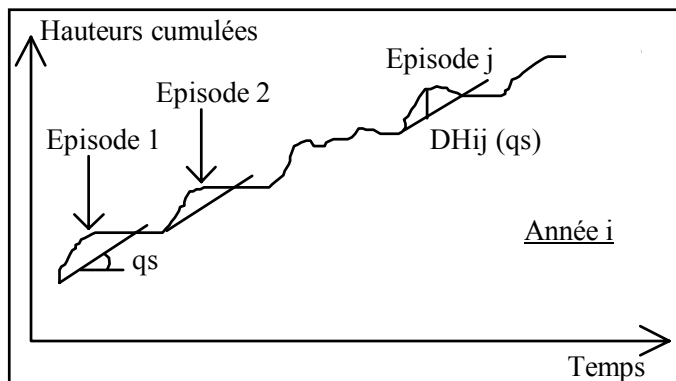


Figure 20 : Courbe des hauteurs cumulées sur une année

Pour chaque année i , pour chaque épisode pluvieux j et pour chaque débit spécifique q_s , on calcule la hauteur $DH_{ij}(q_s)$ (différence entre la courbe des hauteurs cumulées pour chaque épisode et la courbe d'évacuation $q_s \cdot t$), on détermine les valeurs maximales annuelles et on réalise ensuite le classement fréquentiel sur ces valeurs maximales. On peut ainsi construire un graphe $DH_{max}(q_s, T)$ en fonction de q_s et T (Cf. Figure 21).

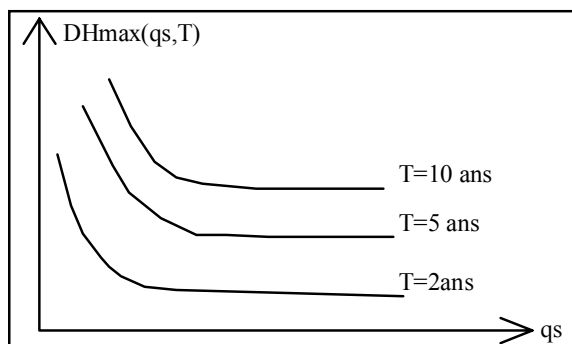


Figure 21 : Courbes permettant la détermination de la hauteur spécifique

■ Estimation du volume à stocker

Le volume est alors déterminé par la relation :

$$V_{\max} = DH_{\max}(q_s, T) \times S_a$$

S_a est la surface active d'apport du bassin (Cf. § 1.3.1.). C'est la même que celle définie dans la méthode des pluies. C'est le principe de construction des abaques de la méthode qui était recommandée jadis dans l'instruction technique 1977 et qui proposait des courbes moyennes sur des grandes régions pluviométriques (Cf. Figure 22).

Cependant, ces abaques sont aujourd'hui à reconstruire en fonction de données pluviométriques locales à récupérer auprès des stations météorologiques si bien que les abaques de l'Instruction technique 77 ne devraient plus être utilisés (CERTU, 2003).

■ **Estimation du temps de vidange**

Avec cette méthode, seul est accessible le temps de vidange D_v .

$$D_v = \frac{V_{\max}}{Q_s} = \frac{DH_{\max}(q_s, T)}{q_s}$$

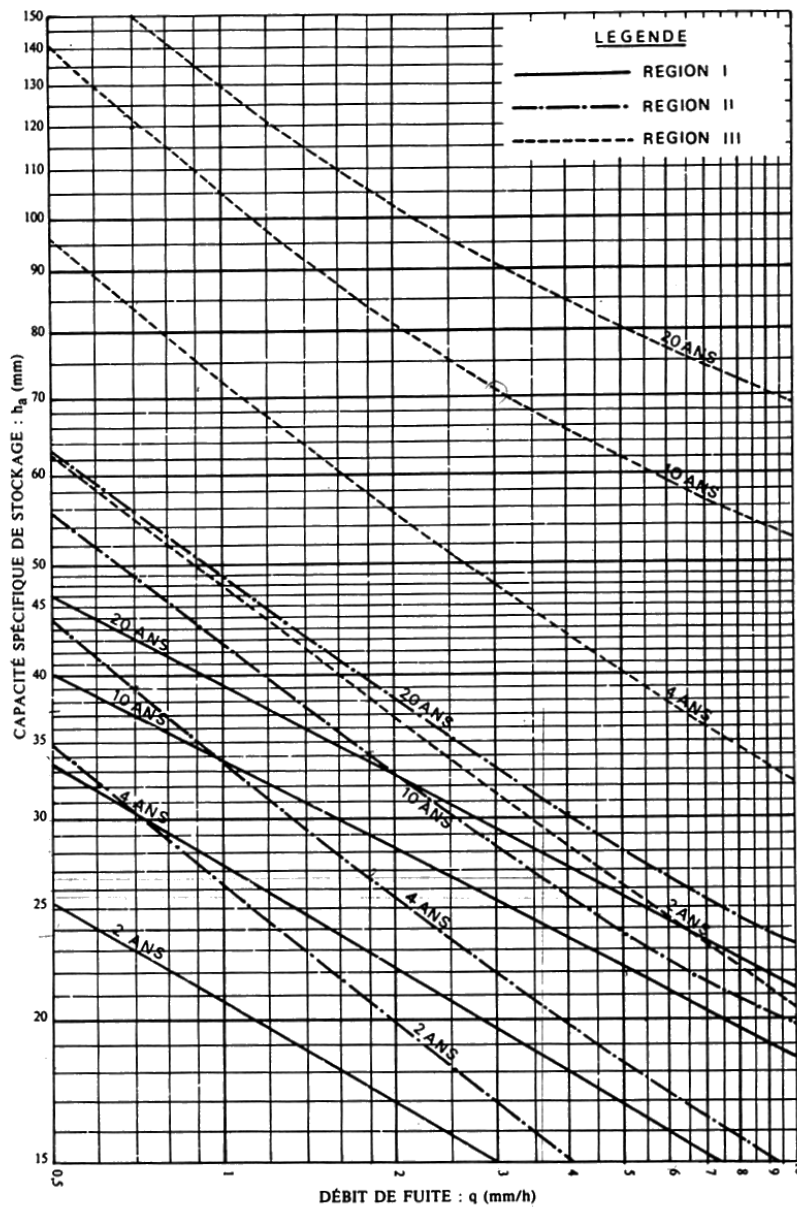


Figure 22: Abaque de l'instruction technique de 1977 permettant le calcul des hauteurs spécifiques pour diverses périodes de retour (Instruction technique, 1977)

Exemple simple d'application de la méthode des volumes

Soit un bassin versant de surface totale $S=25$ ha ayant un coefficient d'apport de $C_a=0.8$. le débit de fuite spécifique est de 10 L/s/ (ha. Actif).

Données du problème :

$$S=25 \text{ ha} \qquad Sa = Ca \times S = 25 \times 0,8 = 20 \text{ ha}$$
$$qs = 10 \text{ L/s/ha actif} = 3,6 \text{ mm/h}$$

Prenons pour courbe DH_{max} (qs , $T=10$ ans) celle donnée dans l'abaque de la Figure 22 correspondant à la région Sud de la France (Région III).

Pour $qs = 3,6$ mm/h, $DH_{max}(qs, T=10 \text{ ans}) = 67$ mm (hauteur nommée capacité de stockage ha sur le graphe), la capacité de l'ouvrage est de : $V_{max} = 1340 \text{ m}^3$ et le temps de vidange, $D_v = 18,6$ h (ce qui est admissible).

Comparaison des méthodes simplifiées

Des comparaisons ont été menées sur des séries pluviométriques longues de la station Montpellier Bel air et sur Paris Montsouris mettant en évidence le fait que la méthode des volumes donnait des valeurs généralement supérieures à celles de la méthode des pluies.

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% (Raous , 1983).

On comprend bien intuitivement pourquoi. 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.

La méthode des volumes telle qu'elle est définie dans l'instruction technique n'est pas non plus sans failles. En effet le découpage en grandes régions pluviométriques impose la prise en compte de résultats moyens sur chaque région. Or l'hétérogénéité de la pluviométrie à l'intérieur d'une région fait que les résultats obtenus par l'instruction technique peuvent être, eux aussi, sous ou surévalués. C'est pourquoi, on préférera utiliser autant que possible des dépouillements locaux de la méthode des volumes.

Cependant, la méthode des volumes n'est pas très pratique pour des ouvrages en cascades où le « bidouillage » est souvent de rigueur.

Méthodes par simulation

Les outils de simulation permettent de réaliser un diagnostic et de prévoir le comportement de l'ouvrage pour certains événements. Ils sont utilisés aussi bien en phase de conception qu'en phase d'exploitation.

Il existe de très nombreux modèles de simulation de l'infiltration intentionnelle. Ils se divisent généralement en 3 grandes familles : les modèles « mécanistes » comme le modèle de Richards, les modèles à base physique simplifiés comme le modèle de Bouwer par exemple et les modèles conceptuels comme la méthode des débits.

Modèle de Richards

Hypothèses et formulation

En milieu non saturé, en introduisant l'équation de l'hydrodynamique $\vec{q} = -K(h) \overrightarrow{\text{grad}} H = -K(h) \overrightarrow{\text{grad}} (h+z)$

dans l'équation de continuité $\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\text{div } \vec{q}$ on obtient l'équation de Richards :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \text{div} \left[\left(K(\theta) \cdot \overrightarrow{\text{grad}} (h(\theta) + z) \right) \right]$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial h} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = \text{div} \left[\left(K(h) \cdot \overrightarrow{\text{grad}} (h+z) \right) \right] \quad c(h) \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = \text{div} \left[\left(K(h) \cdot \overrightarrow{\text{grad}} (h+z) \right) \right] \quad \text{avec} \quad c(h) = \frac{\partial \theta}{\partial h}$$

$c(h)$ est un paramètre qui rend compte, pour un sol donné, de sa capacité d'emmagasinement ou de libération de l'eau, suite à une variation de pression (Vauclin, 1975), $c(h)$ est nommé capacité capillaire.

Application aux ouvrages d'infiltration intentionnelle

L'avantage principal de ce modèle est que la géométrie des problèmes pouvant être traités n'est pas limitée. Cependant, la résolution nécessite une très bonne connaissance des caractéristiques hydrauliques du sol (relation conductivité hydraulique - pression interstitielle - teneur en eau) qui ne sont jamais faciles à évaluer in situ.

De nombreux logiciels existent, mais ne sont généralement utilisables que par leur concepteur ou par des spécialistes de l'écoulement en milieux poreux. Leur validation n'a souvent été faite que sur colonne de laboratoire (Vauclin, 1994).

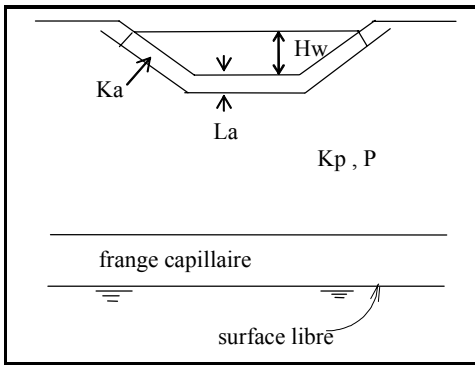
Dans le cas de l'infiltration d'eau de ruissellement (par des puits ou des bassins secs), le modèle de Richards a été utilisé pour connaître le fonctionnement d'un bassin de rétention-infiltration (Taro Oka, 1996). Le code de calcul permet de prévoir comment évolue la teneur en eau du sol pendant un événement pluvieux et dans les heures qui suivent. La validation des résultats in situ n'a pas été réalisée.

La résolution de l'équation de Richards implique la définition d'un domaine parfaitement limité avec des conditions en pression ou en flux sur les limites. L'effort d'acquisition des données nécessaires peut paraître disproportionnée si l'on s'intéresse au fonctionnement de l'ouvrage d'infiltration sur des échelles de temps plus longues qu'un événement. L'utilisation pour la gestion à court terme peut être envisagée si la précision que l'on cherche est en accord avec l'effort d'acquisition de données nécessaire.

Modèle de Bouwer (sol colmaté)

Hypothèses et formulation

Le modèle a été pensé (1969) pour des canaux ou des bassins de réalimentation de nappe, sans précision sur leur géométrie.



H_w : hauteur d'eau dans l'ouvrage
 L_a : épaisseur de la couche colmatée
 K_a : conductivité hydraulique de la couche colmatée
 P : pression interstitielle du sol sous-jacent
 K_p : conductivité hydraulique du sol sous-jacent

Figure 23 : Notation utilisées dans le modèle de Bouwer

Si la conductivité hydraulique K_a de la couche colmatée, est suffisamment faible pour que le débit dans le sol sous-jacent soit inférieur à la conductivité hydraulique à saturation, le sol sous la couche colmatée sera non saturé. Cette hypothèse est valable à condition que la surface libre de la nappe soit suffisamment profonde pour que le fond du canal se trouve au-dessus de la frange capillaire.

Dans ces conditions, et en régime permanent, le débit dans le sol sous-jacent est uniquement dû à la gravité. Ainsi, l'écoulement sous le bassin est vertical et le gradient hydraulique est égal à 1.

La pression P entre la couche colmatée et la frange capillaire du sol sous-jacent est uniforme.

Ainsi, le débit d'infiltration, en tout point du fond du canal peut être exprimé par la loi de Darcy :

$$q = K_a \cdot \frac{H_w + L_a - P}{L_a} \quad \text{Équation 1}$$

On sait qu'il existe une relation reliant la conductivité hydraulique K_p et la pression capillaire P pour tous les sols. Gardner a exprimé cette relation sous la forme suivante (Musy & Soutter., 1991), (Bouwer, 1969) :

$$K_p = \frac{a}{(-P)^n + b} \quad \text{Équation 2}$$

a , b , et n sont des coefficients dont les valeurs sont fournies pour chaque type de sol.

Puisque le gradient hydraulique sous le bassin est égal à 1, K_p et q sont numériquement égaux. Les équations Équation 1 et Équation 2 réunies donnent alors une expression non explicite de q :

$$q = K_a \frac{H_w + L_a + [(a/q) - b]^{1/n}}{L_a} \quad \text{Équation 3}$$

Puisque l'expression de q n'est pas explicite, une procédure d'approximation successive devra être mise en oeuvre. A moins que, comme cela est expliqué par la suite, une simplification permette de contourner cette difficulté.

Reprenons la relation entre K_p et P . Cette relation est de forme sigmoïdale.

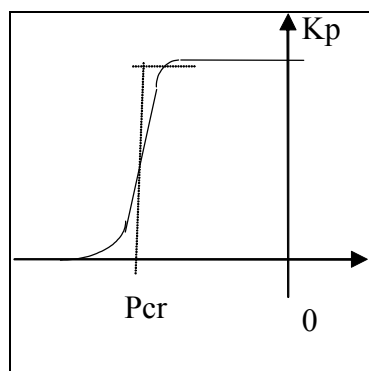


Figure 24 : Forme de la courbe conductivité hydraulique en fonction de la pression capillaire

On voit que la réduction de K_p a lieu pour une plage très réduite de P . Ceci est particulièrement vrai pour les sols granuleux uniformes pour lesquels la courbe $K_p=f(P)$ peut être simplifiée par une fonction escalier. Le centre de cette « marche » est notée P_{cr} .

Considérant de plus que L_a est très faible devant $H_w - P_{cr}$, Bouwer propose l'expression suivante du débit infiltré par unité de surface :

$$q = Ka \cdot \frac{H_w - P_{cr}}{L_a} \quad \text{Équation 4}$$

Dans le cas éventuel où la frange capillaire de la nappe atteint le fond de l'ouvrage ou dépasse le fond d'une hauteur y ($y>0$), l'expression du débit devient (Bouwer, 1982) :

$$q = Ka \cdot \frac{H_w - y}{L_a} \quad \text{Équation 5}$$

Application au cas des ouvrages d'infiltration d'eau de ruissellement

Ce modèle semble intéressant pour la représentation des bassins d'infiltration colmatés. Les deux paramètres à déterminer sont la perméabilité et l'épaisseur de la couche colmatée ; ils caractérisent l'état de colmatage de l'ouvrage. Connaissant l'évolution du paramètre L_a/K_a , ce modèle pourrait constituer un outil de gestion courante.

Méthode des débits

Principes

La méthode des débits est basée sur un modèle conceptuel de représentation des ouvrages de stockage-infiltration. Les modèles conceptuels sont généralement issus de l'analyse des systèmes. Leur principale caractéristique est de chercher à représenter globalement certains des aspects du comportement du système étudié, sans pour autant prétendre représenter les processus physiques régissant le fonctionnement du système lui-même, ni même le décrire de façon précise. Ils sont très souvent utilisés en hydrologie urbaine du fait de leur robustesse, de leur aptitude à bien reproduire le comportement des systèmes complexes, et de leur nombre de paramètres limités (Eurydice 92, 1997). Parmi les modèles les plus connus figurent les modèles basés sur la notion de réservoir dont est la méthode des débits.

Ce type de modèle prend les hypothèses de l'hydrostatique et suppose implicitement qu'il ne se produit aucun écoulement au sein de l'ouvrage de retenue. La méthode repose sur la définition de 3 équations :

. Une équation de continuité (conservation de la masse volumes, fluide incompressible) :

$$\frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t)$$

$Q_e(t)$: débit entrant dans l'ouvrage de stockage déterminé par simulation du ruissellement sur les bassins versants et éventuellement la simulation des écoulements en conduites alimentant l'ouvrage de stockage ;

$Q_s(t)$: débit sortant ;

$V_s(t)$: volume stocké dans l'ouvrage

. Une équation de stockage décrivant l'évolution du volume stocké $V_s(t)$ en fonction de la hauteur dans le bassin $h(t)$: $V_s = f(h)$

La loi de stockage est généralement définie sur des considérations géométriques. Lorsque l'ouvrage est comblé, il est nécessaire de prendre en compte la porosité utile du matériau de manière à ne considérer que le stockage possible dans les vides. Si l'ouvrage présente une forme compliquée, on peut par tranche de hauteur calculer le volume, puis approximer les points ainsi obtenu.

Une équation de vidange décrivant l'évolution du débit de sortie $Q_s(t)$ du bassin en fonction de la hauteur dans le bassin : $Q_s = g(h)$

Cette équation dépend évidemment des organes de vidange. On pourra utiliser alors les lois hydrauliques connues pour des organes standard (orifice, pompes, déversoir, ...) ou les données des fabricant dans le cas d'organe plus sophistiqués.

On détermine alors la hauteur d'eau stockée dans le bassin en fonction du temps, en résolvant l'équation de continuité (résolution numérique) en $h(t)$:

$$\frac{df(h(t))}{dt} = Qe(t) - g(h(t))$$

Mode de résolution (discrétisation)

Moyennant la définition de conditions initiales, la résolution numérique peut se faire simplement en adoptant le schéma de numérique suivant de l'équation de continuité :

$$\left(\frac{Vs_{j+1} - Vs_j}{\Delta t} \right) = \frac{(Qe_{j+1} + Qe_j) - (Qs_{j+1} + Qs_j)}{2}$$

soit encore

$$\left(\frac{2Vs_{j+1}}{\Delta t} + Qs_{j+1} \right) = (Qe_j + Qe_{j+1}) + \left(\frac{2Vs_j}{\Delta t} - Qs_j \right)$$

où

Vs_j, Vs_{j+1} : volumes stockés au pas de temps numéro j et $j+1$

Qe_j, Qe_{j+1} : débits d'entrée au pas de temps numéro j et $j+1$

Qs_j, Qs_{j+1} : débits de sortie au pas de temps numéro j et $j+1$

h_j, h_{j+1} : hauteurs d'eau au pas de temps numéro j et $j+1$

Avec $Vs_j = f(h_j)$ $Vs_{j+1} = f(h_{j+1})$ $Qs_j = g(h_j)$ $Qs_{j+1} = g(h_{j+1})$

On cherche donc à chaque pas de temps $j+1$ la valeur de h_{j+1} qui vérifie l'équation non linéaire suivante :

$$\left(\frac{2f(h_{j+1})}{\Delta t} + g(h_{j+1}) \right) - (Qe_j + Qe_{j+1}) - \left(\frac{2f(h_j)}{\Delta t} - g(h_j) \right) = 0$$

Exemple d'application

Il est également possible de réaliser des simulations en continu sur de longues périodes.

Soit un bassin existant de volume total $V_{BR}=32200 \text{ m}^3$, de débit de fuite régulé constant $Qs=700\text{L/s}$, d'hauteur maximum de stockage dans le bassin $H_{\max}=2.83 \text{ m}$. Il est alimenté par un bassin versant de surface $S=185 \text{ ha}$, de coefficient de ruissellement $Cr \approx 0.4$ et de lag time $K=32 \text{ min}$. La simulation est effectuée en continu à partir de mesures d'intensités de pluie réalisée en continu de 1985 à 2002. Il est alors possible de faire des statistiques de différentes variables : hauteurs, volumes et temps de vidange par pas de temps ou bien par évènement.

Les figures ci-dessous montrent les fréquences relatives (densités de fréquence) des variables : *Temps de séjour* des effluent dans le bassin (Cf. Figure 25) et *Volume maximum* par évènement (). Cela permet de constater que si le bassin est correctement dimensionné en terme de dimension maximale, majoritairement le temps de vidange est inférieur à 5 h et le volume sollicité inférieur à 5000 m³, ce qui peut ne pas être favorable une bonne décantation.

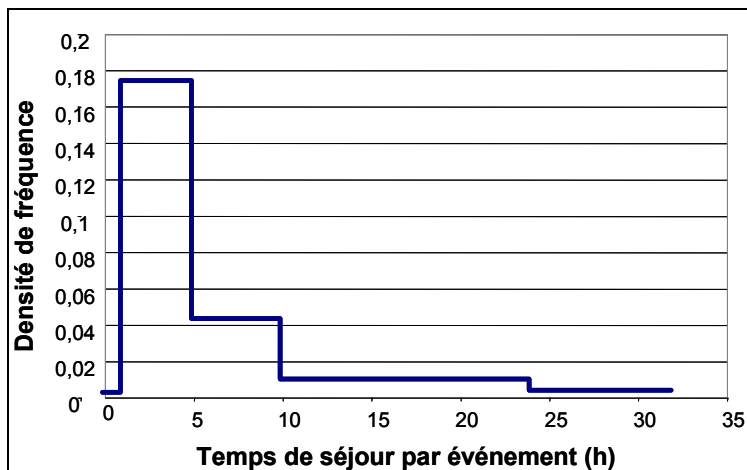


Figure 25. Temps de séjour par événement sur la période 1985-2002

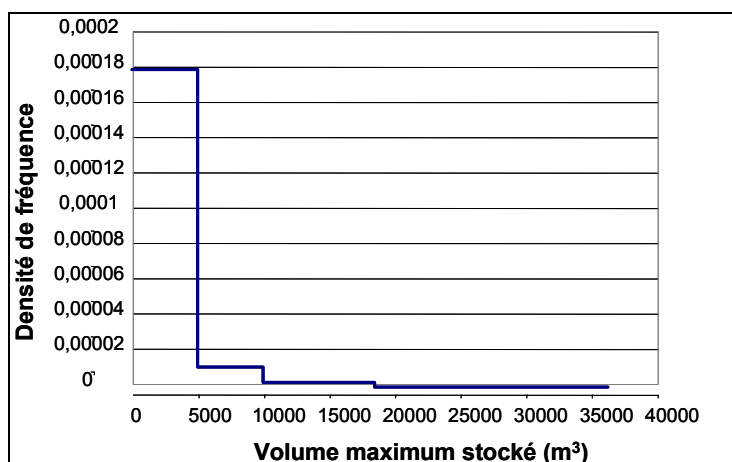


Figure 26. Volume maximum stocké par événement sur la période 1985-2002

En pratique

Une telle approche est en général couplée à des logiciels de simulation de ruissellement et éventuellement de propagation en conduite. Il existe de nombreux logiciels intégrant cette méthode. C'est le cas du logiciel comme CANOE (France), MOUSE (Danemark), WALLRUS (Grand Bretagne), STORM (Allemagne).

Cependant, une des difficultés d'application de ce modèle réside dans la détermination de la loi de vidange pour des ouvrages de sortie complexes. Remarquons que ce n'est pas forcément le cas en conception où l'on fait des hypothèses simplificatrices (débit constant, simple surverse, vidange par orifice...).

La seconde difficulté se situe dans le choix de la pluie de référence. On peut utiliser des pluies de projet, couramment employées dans la simulation de réseaux, ou des chronologies de pluies réelles.

Rappelons néanmoins que les bassins versants munis d'ouvrages de retenue et d'infiltration ont des temps de réponse plus longs que ceux qui sont drainés par des réseaux de conduites. Cette constatation est importante pour le choix des « pluies de projet » qui seront prises en compte pour le diagnostic ou pour la conception des systèmes.

Une « pluie de projet » double triangle est généralement définie par un hyétogramme dont les intensités sont construites en fonction de hauteurs moyennes précipitées pendant une période de pluie intense et une

période non intense caractéristiques de la pluviométrie locale. Les composantes temporelles du hyétogramme sont liées aux temps de réponse du bassin étudié. Les temps de réponses étant généralement plus importants que pour les systèmes hydrologiques munis de réseaux de conduites, les pluies les plus critiques ne sont pas forcément les mêmes que celles utilisées pour les réseaux. On testera donc plusieurs types de pluie de projet (intenses et courtes (pluies d'été par exemple), moins intenses mais plus longues (pluie d'hiver))

Il sera toujours préférable, si l'on dispose de données de réaliser les études avec des pluies réelles historiques et mieux sur de longues périodes.