

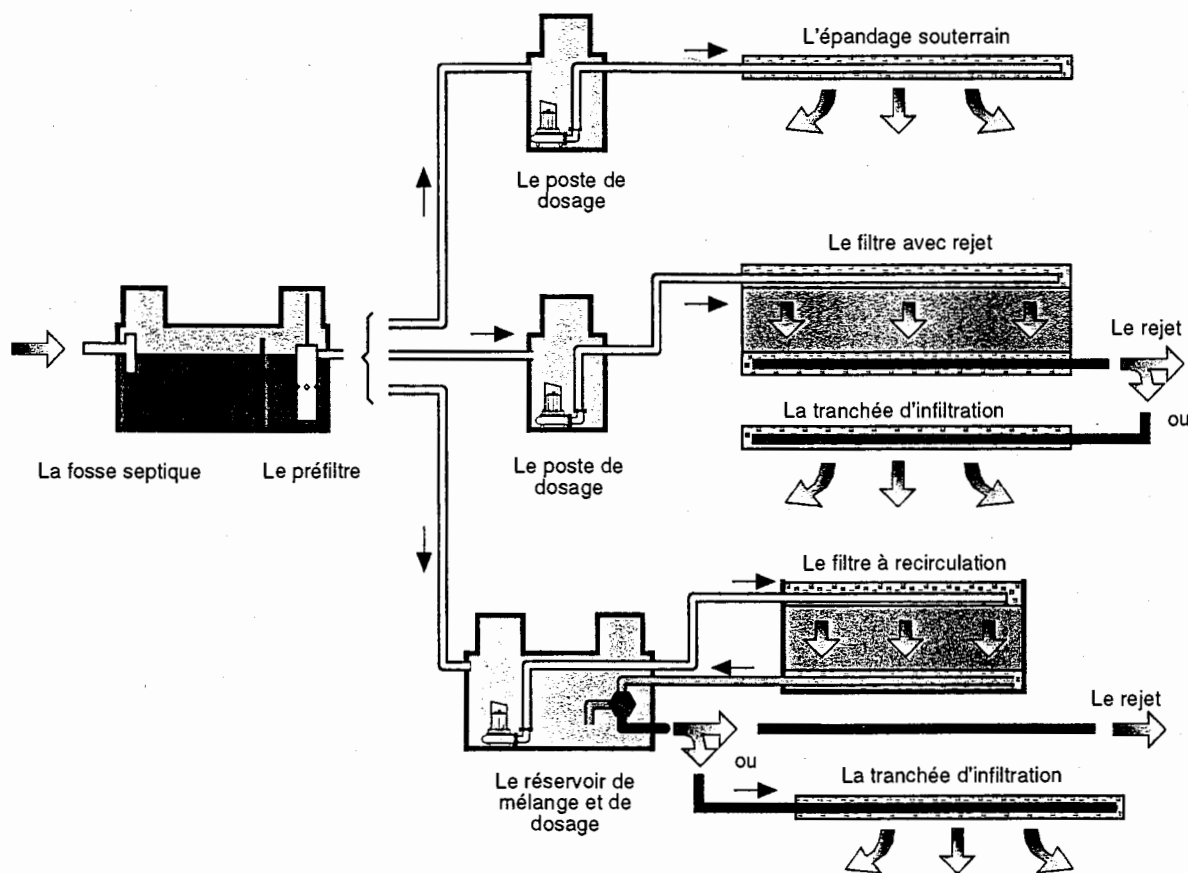
## **Révision de la numérotation des règlements**

Veillez prendre note qu'un ou plusieurs numéros de règlements apparaissant dans ces pages ont été modifiés depuis la publication du présent document. En effet, à la suite de l'adoption de la Loi sur le Recueil des lois et des règlements du Québec (L.R.Q., c. R-2.2.0.0.2), le ministère de la Justice a entrepris, le 1<sup>er</sup> janvier 2010, une révision de la numérotation de certains règlements, dont ceux liés à la Loi sur la qualité de l'environnement (L.R.Q., c. Q-2).

Pour avoir de plus amples renseignements au sujet de cette révision, visitez le [http://www.mddep.gouv.qc.ca/publications/lois\\_reglem.htm](http://www.mddep.gouv.qc.ca/publications/lois_reglem.htm).

Étude de techniques de remplacement applicables à l'assainissement des eaux usées de petites agglomérations

## Les épandages souterrains et les filtres intermittents dans les installations septiques communautaires





**Étude de techniques de remplacement  
applicables à l'assainissement des eaux usées  
de petites agglomérations**

***Les épandages souterrains et les filtres intermittents  
dans les installations septiques communautaires***

**Juin 1996  
(Révisé)**

## *Avant-propos*

Au Québec, le domaine des installations septiques communautaires (ISC) est témoin depuis le début de cette décennie de plusieurs grands changements techniques. Un premier *Guide technique sur la conception des installations septiques communautaires* (Dubé et Barabé, 1991) donnait le coup d'envoi d'un important changement de cap dans notre conception des ISC. Dès 1992, un second ouvrage de synthèse est apparu intitulé *Étude de techniques de remplacement applicables à l'assainissement des eaux usées de petites agglomérations - Les épandages souterrains et les filtres intermittents dans les installations septiques communautaires* (Dubé et Roy 1992). Ce second volet intégrait alors les filtres intermittents à la grande famille des installations septiques communautaires et proposait une approche jugée plus pédagogique dans le cadre d'un transfert technologique. Depuis, de nombreux concepteurs et exploitants d'ouvrages d'assainissement ont su intégrer judicieusement les techniques décrites dans ce document de travail. L'expertise développée est telle que nous pouvons maintenant proposer une première révision du document de 1992 qui intègre l'expertise acquise ici et ailleurs depuis sa parution initiale. Le document révisé offre un outil de travail qui reflète l'état de nos connaissances et présente des moyens pratiques d'optimiser les coûts de construction et d'exploitation des installations septiques communautaires. Il faut cependant préciser que ce document est strictement à caractère technique. Les approches qui sont proposées peuvent être ajustées en fonction de conditions particulières en collaboration avec le MEF.

Il faut souligner ici que ce travail est le résultat d'un mandat octroyé par la Société québécoise d'assainissement des eaux du Québec à la firme E.A.T. Environnement Inc. À l'équipe de co-auteurs de la version originale de 1992 (Dubé et Roy) s'est joint un troisième co-auteur en la personne de Monsieur Serge Rouleau de la S.Q.A.E.

Par ailleurs, de nombreux ingénieurs, concepteurs et exploitants ont accepté de nous transmettre leur expertise et leur expérience. Nous désirons remercier tout particulièrement les personnes suivantes qui ont, par leurs judicieux commentaires, collaboré à la l'élaboration de ce document:

Harold L. Ball, Orenco Systems, Inc.

Benoit Bernier, Ministère de l'Environnement et de la Faune

Robert Chénier, vice-présidence Environnement, Hydro-Québec

Stephen P. Dix, Infiltrator Systems, Inc.

Pierre-Paul Dumoulin, Ministère de l'Environnement et de la Faune

Richard J. Otis, Ayres Associates, Inc.

George Tchobanoglous, Université de Californie à Davis

Nous tenons enfin à remercier Messieurs Marc Marin du Groupe Steica et Ned Desbarats du Groupe Cartier pour leur autorisation d'utiliser, dans l'élaboration du chapitre portant sur la construction (chapitre 7), une partie des documents d'appels d'offres d'un de leurs projets respectifs.

La mise en oeuvre des propositions techniques mises de l'avant dans ce document se fera en collaboration étroite avec les différentes directions régionales du ministère de l'Environnement et de la Faune (MEF). Soulignons également que la mention dans le texte de marques de commerce ou de produits commercialisés ne constitue en aucune façon une recommandation d'employer lesdits produits; de plus, certains de ces produits et procédés font l'objet de brevets qui sont la propriété de manufacturiers, de fournisseurs ou de concepteurs qui en détiennent les droits exclusifs.

## **TABLE DES MATIÈRES**

<i>Chapitre 1</i>	<i>Introduction</i>
<i>Chapitre 2</i>	<i>L'évolution des connaissances</i>
<i>Chapitre 3</i>	<i>L'état des connaissances</i>
<i>Chapitre 4</i>	<i>Études de cas</i>
<i>Chapitre 5</i>	<i>Les critères de conception</i>
<i>Chapitre 6</i>	<i>Conception type (exemples pratiques)</i>
<i>Chapitre 7</i>	<i>La construction</i>
<i>Chapitre 8</i>	<i>L'analyse économique</i>
<i>Chapitre 9</i>	<i>L'exploitation</i>





*Les épandages souterrains et les filtres intermittents dans les  
installations septiques communautaires*

*Chapitre 1  
Introduction*



# ***Chapitre 1***

## ***Introduction***

L'assainissement des eaux usées des petites collectivités constitue une étape importante du programme d'assainissement des eaux du Québec (PADEM). Or, il s'avère que cette étape ne peut être réalisée sur les mêmes bases techniques et économiques que l'assainissement urbain. En effet, les techniques conventionnelles de collecte et de traitement des eaux usées sont souvent coûteuses et mal adaptées à la réalité des collectivités rurales et de banlieues. De la même façon, le traitement des eaux usées institutionnelles et commerciales doit maintenant être intégré à la même démarche.

L'auscultation de nombreuses installations septiques communautaires aux États-Unis, en Europe et plus récemment au Québec (E.A.T. Environnement Inc., 1991) a conduit à des diagnostics évidents de malfonctionnements hydrauliques qui démontraient entre autres la nécessité et l'urgence de consentir d'importants efforts de recherche pour mieux comprendre les mécanismes de traitement et modéliser le comportement hydraulique à long terme des installations septiques. Les résultats de cette recherche aux États-Unis en particulier ont été fort positifs et suggèrent déjà des solutions fiables aux problèmes diagnostiqués au Québec. D'autre part, l'amélioration des techniques d'évaluation de site et le développement de stratégies d'exploitation à long terme ou de restauration des unités défectueuses ou surexploitées sont autant de domaines où la compréhension a beaucoup évolué au cours des dernières années.

Il reste donc à tout mettre en oeuvre pour profiter des acquis techniques récents et appliquer judicieusement au Québec des techniques éprouvées et adaptées à nos conditions spécifiques. Dans ce cadre, le *Guide technique sur la conception des installations septiques communautaires* (Dubé et Barabé, 1991) constitue un premier ouvrage de référence québécois qui porte sur les principes de l'assainissement des eaux usées par des installations septiques communautaires.

La dimension «transfert technologique» de la présente synthèse prend de l'importance dès que l'on considère que très peu d'ingénieurs et de techniciens ont reçu une formation sur l'utilisation des techniques de remplacement. Nos programmes collégiaux et universitaires ne traitent, en général, que de techniques conventionnelles. Pourtant, dès que l'on examine de près les problèmes d'assainissement dans une petite ou très petite collectivité, il faut se rendre à l'évidence que des solutions autres que «conventionnelles» doivent être recherchées, des solutions mieux adaptées aux situations vécues. Nous devons apprendre à aborder les problèmes avec une nouvelle vision, à transformer notre approche, à utiliser tous les outils disponibles, anciens et nouveaux.

Le présent document continue la démarche entreprise en optimisant les techniques déjà implantées au Québec et en intégrant des techniques mises au point ailleurs. Le lecteur y trouvera d'abord un bref historique suivi d'une revue bibliographique exhaustive et d'études de cas représentatifs. Le tout est suivi des critères de conception et d'exemples de calcul pour chaque type d'installation septique communautaire pouvant être dès maintenant utilisé au Québec. Les critères de conception suggérés pourront bien sûr évoluer pour refléter l'expérience acquise avec l'implantation d'équipements dans le contexte québécois. Finalement, les besoins d'exploitation sont discutés et une analyse économique permet d'évaluer le tout.

## BIBLIOGRAPHIE

Dubé, J.P. et Y. Barabé (1991). *Guide technique sur les installations septiques communautaires (petites agglomérations)*, pour la SQAE et le MENVIQ, s.p., révisé.

E.A.T. Environnement Inc. (1991). *Installations septiques communautaires*, rapport préparé pour la SQAE et le MENVIQ, PARDE-URBAIN 91-3, 299-21.



***Les épandages souterrains et les filtres intermittents dans les  
installations septiques communautaires***

***Chapitre 2  
L'évolution des connaissances***





## **Chapitre 2**

### ***L'évolution des connaissances***

En Occident, bien que la collecte des eaux de ruissellement et de drainage existe depuis longtemps, ce n'est qu'à la toute fin du dix-neuvième siècle que l'on a commencé à recueillir et à traiter les eaux usées domestiques. Ce développement peut être associé aux débuts de la microbiologie avec les travaux de Pasteur.

Les premiers modes de traitement utilisaient le pouvoir épurateur du sol, notamment dans les *fermes d'eaux usées* où le traitement se faisait par épandage en surface. Dans certaines régions où les dépôts sablonneux naturels abondaient, les eaux usées étaient filtrées sur sable; cette technique est à l'origine de nos filtres à sable à accès libre. En 1926, Henry Ryon a établi une relation entre l'essai de percolation et la performance hydraulique des sols; cet essai est devenu la norme d'évaluation des sols pour les installations septiques partout dans le monde. À cette époque, les installations septiques étaient peu nombreuses et dispersées; les difficultés, s'il en est, passaient inaperçues.

Ce n'est qu'à l'après-guerre, lorsque les résidences rurales se sont équipées d'électricité et d'eau courante, que les installations septiques (individuelles) se sont répandues en Amérique du Nord. Aux États-Unis, le US Public Health Service (PHS) a publié ses premières lignes directrices en 1957; ce manuel contenait des critères de conception pour les fosses septiques et des procédures pour les essais de percolation. Au Québec, c'est à la fin des années soixante-dix qu'ont été publiées les premières lignes directrices par la direction régionale de Montréal des Services de protection de l'environnement du Québec. Le règlement Q-2,r.8 de 1981 donne un cadre législatif à ces normes pour les installations individuelles.

Dans les années soixante, un programme de recherche a été institué à l'université de Californie, à Berkeley, pour optimiser la technique et réduire ainsi le nombre des installations défectueuses. Le programme de recherche portait notamment sur les essais de caractérisation hydraulique des sols et sur le phénomène du colmatage. Ces travaux ont permis de conclure que les installations septiques avec tranchées d'infiltration sont préférables aux installations septiques avec lits d'infiltration et que le dosage et la distribution uniforme des eaux usées sont des facteurs clé pour maintenir des conditions aérobies et assurer le bon fonctionnement à long terme des installations septiques. Certaines de ces recommandations ont été intégrées aux lignes directrices du U.S. Public Health Service en 1967.

À partir de ce moment, il est devenu clair que des installations septiques peuvent bien fonctionner mais que certains sols ne sont pas propices aux installations septiques avec épandage souterrain. Il fallait donc développer des variantes et des options applicables aux sites non propices aux installations septiques avec tranchées ou avec lits d'infiltration.

Un deuxième programme de recherche a alors été mis sur pied à l'université du Wisconsin à Madison, dans les années soixante-dix, pour établir des lignes directrices de choix de site, mettre au point des techniques adaptées aux conditions de site difficiles et étudier la question du transport et du devenir des contaminants dans le sol et dans les eaux souterraines. C'est aussi dans ce cadre que les installations communautaires ont été distinguées des installations individuelles. Les résultats de ces travaux ont été inclus dans le manuel de la US EPA en 1980. On y retrouve, entre autres, des critères de conception pour les fosses septiques, les tranchées et les lits d'infiltration, les tertres hors sol, les filtres à sable intermittents enfouis et à accès libre, ainsi que les principes de distribution uniforme et de dosage, encore tous d'actualité aujourd'hui. C'est également dans les années soixante-dix que la technique des filtres à recirculation a été mise au point.

Au cours des années quatre-vingt, l'intérêt et la recherche se sont généralisés et ont mené à la mise au point de nombreuses variantes techniques répondant à des besoins spécifiques. De nouvelles approches et techniques d'évaluation des sites potentiels ont remplacé l'essai de percolation jugé inadéquat.

Tout récemment, les centres d'intérêt se sont modifiés; les risques pour la santé associés à la contamination éventuelle des nappes souterraines par les nitrates, les germes pathogènes et les substances toxiques sont devenus une préoccupation majeure. L'utilisation des géosynthétiques pour contrôler le colmatage et améliorer le comportement hydraulique des installations septiques constitue un autre axe privilégié de recherche dans le monde. Quoi qu'il en soit, l'application éclairée des connaissances acquises demeure une condition fondamentale du succès des installations septiques.

***Les épandages souterrains et les filtres intermittents dans les  
installations septiques communautaires***

***Chapitre 3  
L'état des connaissances***

# *Chapitre 3*

## *L'état des connaissances*

### TABLE DES MATIÈRES

3.1	Introduction .....	page 3-1
3.2	Les options d'assainissement .....	page 3-2
3.3	Les eaux usées .....	page 3-5
3.4	Le prétraitement des eaux usées .....	page 3-7
3.5	Le traitement .....	page 3-16
3.5.1	L'efficacité épuratoire des installations septiques .....	page 3-16
3.5.2	Le choix de la technique de traitement .....	page 3-16
3.6	Les épandages souterrains .....	page 3-19
3.6.1	Les mécanismes de traitement .....	page 3-21
3.6.2	L'hydraulique des épandages souterrains .....	page 3-23
3.6.3	La migration des contaminants .....	page 3-28
3.6.4	Le choix du site .....	page 3-29
3.6.5	Les mécanismes de colmatage et de décolmatage .....	page 3-35
3.6.6	L'aération du sol .....	page 3-38
3.6.7	Le système de distribution sous faible pression .....	page 3-39
3.6.8	Le dosage .....	page 3-39
3.6.9	L'alternance et la mise au repos .....	page 3-41

3.6.10	L'installation septique avec tranchées d'infiltration .....	page 3-41
3.6.11	L'installation septique avec lit d'infiltration .....	page 3-44
3.6.12	L'installation septique du type terre à sable .....	page 3-44
3.6.13	Le choix d'une technique d'épandage souterrain .....	page 3-48
3.7	Les filtres avec rejet .....	page 3-49
3.7.1	La technique .....	page 3-49
3.7.2	L'installation septique du type filtre intermittent enfoui (F.I.E.) .....	page 3-50
3.7.3	L'installation septique du type filtre intermittent à simple percolation (F.I.S.P.)	page 3-50
3.7.4	L'installation septique du type filtre intermittent à recirculation (F.I.R.) .....	page 3-53
3.7.5	L'état de la technique des filtres avec rejet .....	page 3-53
3.7.6	Les processus de traitement .....	page 3-58
3.7.7	Les paramètres de conception .....	page 3-58
3.7.8	L'évacuation de l'effluent des filtres intermittents .....	page 3-66
3.8	Le contrôle de l'azote .....	page 3-67
3.8.1	La nitrification .....	page 3-67
3.8.2	La dénitrification .....	page 3-67
3.8.3	Les procédés de dénitrification .....	page 3-68
3.9	Les axes de développement .....	page 3-73
3.10	Conclusion .....	page 3-73
	Bibliographie .....	Page 3-74

# *Chapitre 3*

## *L'état des connaissances*

### **LISTE DES TABLEAUX**

Tableau 3-1	Les charges massique et volumique <i>per capita</i> des eaux usées domestiques résidentielles aux États-Unis .....	page 3-6
Tableau 3-2	Les caractéristiques moyennes de l'eau usée domestique résidentielle aux États-Unis .....	page 3-6
Tableau 3-3	Le calcul du volume effectif d'une fosse septique communautaire .....	page 3-9
Tableau 3-4	La performance épuratoire des installations septiques .....	page 3-17
Tableau 3-5	Les domaines d'application des épandages souterrains .....	page 3-20
Tableau 3-6	Le taux de charge hydraulique en fonction du diagramme MESO .....	page 3-32
Tableau 3-7	L'efficacité épuratoire escomptée en relation avec le diagramme MESO ...	page 3-32
Tableau 3-8	Les domaines d'application typiques des épandages souterrains .....	page 3-48
Tableau 3-9	Cas d'utilisation de filtres intermittents (petites collectivités) .....	page 3-56
Tableau 3-10	L'efficacité de traitement de filtres avec rejet communautaires .....	page 3-57
Tableau 3-11	L'influence des paramètres de conception .....	page 3-64
Tableau 3-12	Les critères de conception typiques des filtres intermittents .....	page 3-65
Tableau 3-13	La dénitrification .....	page 3-68



# *Chapitre 3*

## *L'état des connaissances*

### **LISTE DES FIGURES**

Figure 3-1	Les options d'assainissement pour les petites collectivités	page 3-3
Figure 3-2	Le modèle de fosse septique résidentielle de Rambaud	page 3-8
Figure 3-3	Les vues en plan et en coupe d'une fosse Imhoff typique	page 3-12
Figure 3-4	Les préfiltres à lamelles et à pouzzolane	page 3-13
Figure 3-5	Les préfiltres à tamis et à biotubes	page 3-14
Figure 3-6	Le décolloïdeur typique et le lit bactérien anaérobie	page 3-15
Figure 3-7	Les mécanismes de traitement dans un sol naturel	page 3-22
Figure 3-8	L'hydraulique des épandages souterrains	page 3-24
Figure 3-9	L'évolution de la conductivité hydraulique à la surface d'infiltration	page 3-25
Figure 3-10	L'évacuation de l'eau sous un épandage souterrain	page 3-27
Figure 3-11	Le diagramme MESO	page 3-31
Figure 3-12	La détermination du taux de charge hydraulique pour un épandage souterrain	page 3-34
Figure 3-13	Le système de distribution sous faible pression	page 3-40
Figure 3-14	L'installation septique avec tranchées d'infiltration	page 3-42
Figure 3-15	L'installation septique avec lit d'infiltration	page 3-45
Figure 3-16	L'installation septique du type terre à sable	page 3-46



Figure 3-17	L'installation septique du type filtre intermittent enfoui .....	page 3-51
Figure 3-18	L'installation septique du type filtre intermittent à simple percolation .....	page 3-52
Figure 3-19	L'installation septique du type filtre intermittent à recirculation .....	page 3-54
Figure 3-20	Les procédés de dénitrification par ségrégation .....	page 3-69
Figure 3-21	Les procédés physico-chimiques de dénitrification .....	page 3-70
Figure 3-22	Les procédés biologiques de dénitrification (1/2) .....	page 3-71
Figure 3-22	Les procédés biologiques de dénitrification (2/2) .....	page 3-72

# *Chapitre 3*

## *L'état des connaissances*

### **3.1**

#### **INTRODUCTION**

Les méthodes de collecte, de pré-traitement, de traitement et de dispersion des eaux usées sont actuellement en pleine évolution. Depuis quelques années, pour des raisons d'hygiène, d'économie et de protection de l'environnement, des techniques nouvelles ont vu le jour; des techniques anciennes, caractérisées par leur rusticité, ont été adaptées et, dans bien des cas, appliquées avec succès; actuellement, l'ensemble des techniques disponibles permet d'apporter une solution acceptable à tout problème posé par l'assainissement individuel ou collectif des eaux usées d'une petite communauté (Rouhart, 1986; Otis, 1991).

L'information présentée ci-après est le fruit d'une recherche bibliographique exhaustive réalisée à partir de treize banques de données importantes dans le domaine de l'assainissement. Plusieurs centaines de documents ont été consultés pour rassembler l'information pertinente; lorsque nécessaire, nous avons complété, précisé ou clarifié les ouvrages en consultant directement les auteurs. Les articles essentiels et ceux qui présentent un grand intérêt sont reproduits intégralement en annexe.

Le texte qui suit constitue une synthèse des connaissances actuelles dans le domaine de l'assainissement autonome; il fait directement référence à une centaine de documents jugés essentiels à la bonne compréhension des techniques et des phénomènes en cause. Il reflète les positions et les interprétations principales retrouvées dans la littérature sur les installations septiques; sur certains sujets, des divergences mineures et même majeures entre différents auteurs ressortent. Ce chapitre expose les positions théoriques et pratiques qui font consensus ainsi que les théories, récentes ou non, qui font l'objet d'interprétations parfois contradictoires, de discussions et de recherches. Cette dernière catégorie nous semble d'autant plus importante qu'elle porte généralement sur les aspects de l'assainissement autonome où l'on rencontre des difficultés.

C'est à partir de ces connaissances et de l'expérience pratique acquise sur le terrain (voir chapitre 4, études de cas) que des critères de conception pour le Québec pourront être définis. Ceux-ci sont présentés au chapitre 5 de ce document.

### 3.2

#### **LES OPTIONS D'ASSAINISSEMENT**

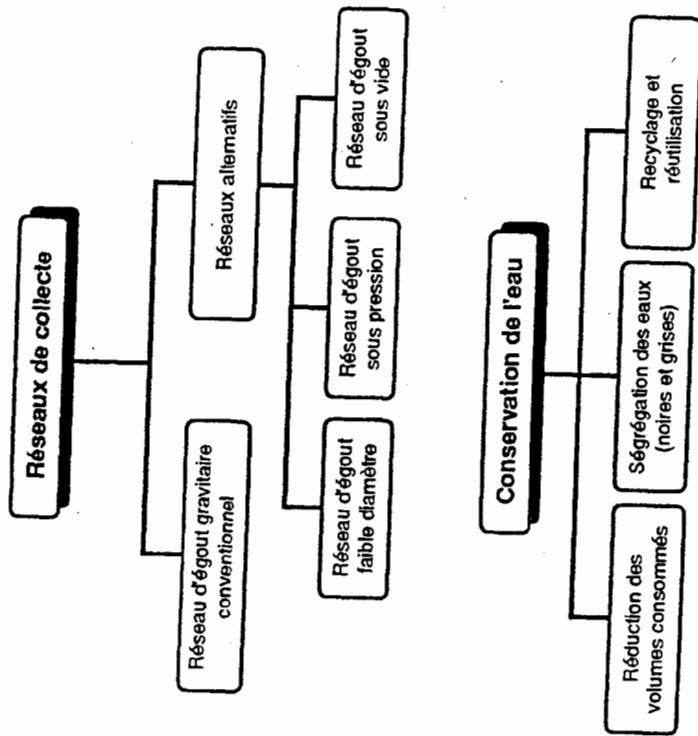
Dans le processus d'assainissement des eaux usées des petites communautés, la tendance générale actuelle est sans contredit de favoriser dans la mesure du possible les solutions individuelles; celles-ci sont généralement moins onéreuses que les solutions communautaires et évitent d'avoir à implanter un réseau de collecte (Rouhart, 1986; Tchobanoglous et Burton, 1991). Le travail consiste généralement à caractériser les conditions pédologiques et géomorphologiques locales et à classer les installations septiques existantes (s'il y a lieu). Advenant l'établissement de conditions favorables (sols à texture adéquate, superficie suffisante, éloignement et protection adéquate des sources d'eau potable, etc.), une solution ou un plan correctif individuel est alors proposé.

Dans le cas où les solutions d'assainissement individuel ne peuvent être appliquées, on recommande d'envisager une solution communautaire locale. Les options sont nombreuses et adaptées à la grande majorité des situations. Leur limite d'application est souvent le débit à traiter, généralement fixé à 100 mètres cubes par jour pour les épandages souterrains et à 250 mètres cubes par jour pour les filières avec rejet (Tchobanoglous et Burton, 1991). Les petits traitements mécanisés, les étangs et les traitements mécanisés à grande échelle complètent les possibilités d'assainissement.

À la figure 3-1, ces options de traitement des eaux usées pour petites collectivités sont organisées et regroupées en fonction des principaux choix et contraintes régissant le processus décisionnel. Cette approche s'inspire, entre autres, de Otis (1991), Tchobanoglous et Burton (1991) et Reed (1990); elle reproduit un modèle décisionnel présenté par le U.S. Department of Housing and Urban Development (DHUD, 1985). En lisant l'organigramme de haut en bas et de gauche à droite, les options se présentent comme suit:

1. Peut-on traiter les eaux usées individuellement sur place;
2. Peut-on procéder par épandage souterrain communautaire - limite 100 m<sup>3</sup>/d;  
Note: L'épandage en surface et l'aspersion ne sont pas applicables au Québec en raison du climat, à moins d'une utilisation saisonnière;
3. Peut-on implanter un filtre avec rejet - limite 250 m<sup>3</sup>/d;
4. Les options mécanisées sont considérées en dernier ressort.

Les solutions de traitement par lagunage viennent s'ajouter aux options énumérées ci-haut.



Légende

- Objet du présent guide
- $Q_d$  Débit domestique

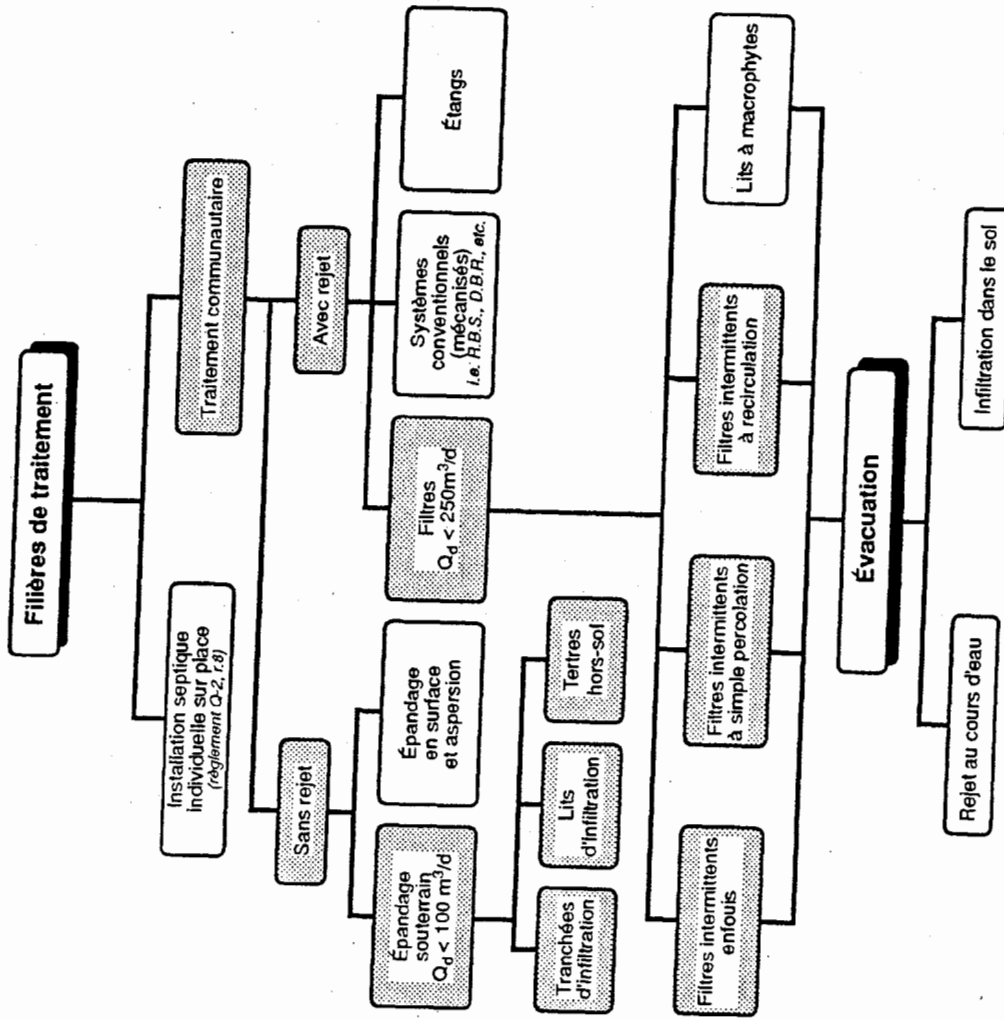


Figure 3-1 Les options d'assainissement pour les petites collectivités

Une fois la catégorie de traitement appropriée bien identifiée, le choix d'une technique sera basé sur les caractéristiques et les contraintes d'application de chacune des options possibles.

Dans le cas des installations septiques, ces options comprennent:

1. Dans la catégorie de l'épandage souterrain ( $Q \leq 100 \text{ m}^3/\text{d}$ ), les installations septiques avec:
  - tranchées d'infiltration,
  - lit d'infiltration,
  - tertre hors sol;
  
2. Dans la catégorie des filtres avec rejet ( $Q \leq 250 \text{ m}^3/\text{d}$ ), les installations septiques avec:
  - filtre intermittent enfoui (ou filtre à sable classique),
  - filtre intermittent à simple percolation,
  - filtre à recirculation,
  - lit à macrophytes (non inclus dans cette étude).

La majorité des auteurs et des spécialistes dans le domaine s'entendent pour dire que le choix final devra prendre en compte les objectifs et les exigences de rejet aptes à protéger le milieu récepteur (sol, nappe et eaux de surface) et à minimiser les risques pour la santé publique (organismes pathogènes, nitrates).

À la problématique du traitement des eaux usées d'une petite collectivité, se greffe celle de la collecte des eaux usées. En milieu rural, la construction d'un réseau d'égouts gravitaire traditionnel peut être onéreuse en raison, notamment, de la faible densité de population. Il peut alors être souhaitable d'envisager d'autres solutions de collecte éprouvées: réseau gravitaire de faible diamètre, réseau sous pression ou réseau sous vide. Il faut cependant se rappeler que le choix d'un réseau de collecte influence la qualité des eaux acheminées au traitement et le choix de la filière de traitement. Ainsi, les réseaux qui transportent des eaux usées où les solides ont été broyés (réseaux sous pression avec pompes broyeuses et réseaux sous vide) ne peuvent fonctionner avec des installations septiques communautaires.

Par ailleurs, les réseaux gravitaires conventionnels du type unitaire se combinent mal aux installations septiques communautaires à moins qu'elles ne soient précédées d'une structure de contrôle du débit.

### 3.3

#### LES EAUX USÉES

Les eaux usées domestiques résidentielles varient beaucoup en termes de charges massique et volumique. La contribution moyenne *per capita* selon la source (eaux noires - eaux grises) a été établie pour les États-Unis par Kreissl (1982) (tableau 3-1). En l'absence de captage et d'infiltration, les caractéristiques probables d'une eau usée domestique sont résumées au tableau 3-2 selon Tchobanoglous et Burton (1991).

Lorsqu'aucun broyeur à déchets n'est utilisé, les eaux noires (cabinet d'aisance) fournissent à la charge polluante totale environ 80% de l'azote, 60% des matières en suspension, 40% de la DBO<sub>5</sub>, 30% du phosphore et 35% du volume d'eau généré. Kreissl (1982) note que les eaux grises peuvent contenir un nombre significatif d'organismes coliformes fécaux. Avec un broyeur à déchets, la DBO<sub>5</sub> augmente d'environ 40% et les MES de 60%.

D'après Tchobanoglous et Burton (1991), le débit d'eau domestique *per capita* aux États-Unis varie entre 150 et 250 litres par jour; l'équation suivante permet d'estimer le débit domestique en fonction du nombre de résidences et du nombre de personnes par résidence:

$$Q = 150 N + 150 R$$

où Q : débit d'eau usée domestique (L/d)  
N : nombre de personnes par résidence  
R : nombre de résidences

Au Québec, le MEF recommande d'utiliser un débit *per capita* de 270 litres par jour.

La caractérisation des eaux usées constitue une donnée de base pour la conception de toute filière de traitement; elle permet de mieux cibler les objectifs de traitement en relation avec les normes de rejet fixées par la direction des écosystèmes aquatiques (DEA) du ministère de l'Environnement et de la Faune (MEF) pour un projet en particulier. En effet, la conception de ces ouvrages prend en compte le taux de charge massique en plus du taux de charge hydraulique.

Il est généralement admis (Kreissl, 1982) qu'un projet d'assainissement rural ou d'une petite collectivité devrait toujours inclure une politique rationnelle de conservation de l'eau. Cette approche, bien orchestrée, permet dans bien des cas de réduire substantiellement le débit moyen à traiter (jusqu'à 50% selon Gross et Mitchell, 1984) et conséquemment de prolonger la vie utile de la filière de traitement.

**Tableau 3-1 Les charges massique et volumique *per capita* des eaux usées domestiques résidentielles aux États-Unis**

Fraction	Broyeur à déchets	Cabinet d'aisance	Lavabos, éviers électro-ménagers
DBO <sub>5</sub> (g/pers-d)	18,0 <sup>a</sup> 10,9 - 30,9 <sup>b</sup>	16,7 6,9 - 23,6	28,5 24,5 - 38,8
MES (g/pers-d)	26,5 15,8 - 43,6	27,0 12,5 - 36,5	17,2 10,8 - 22,6
Azote (g/pers-d)	0,6 0,2 - 0,9	8,7 4,1 - 16,8	1,9 1,1 - 2,0
Phosphore (g/pers-d)	0,1 0,1 - 0,1	1,2 0,6 - 1,6	2,8 2,2 - 3,4
Débit (L/pers-d)	7,6	60,6	109,8

Source: Kreissl (1982)

a valeur moyenne

b étendue

**Tableau 3-2 Les caractéristiques moyennes de l'eau usée domestique résidentielle aux États-Unis**

Fraction		Concentration	
		typique	étendue
DBO <sub>5</sub>	(mg/L)	392	216 - 540
MES	(mg/L)	436	240 - 600
NH <sub>3</sub> - N	(mg/L)	14	4 - 20
N <sub>org</sub> - N	(mg/L)	43	24 - 60
NTK	(mg/L)	57	31 - 80
P <sub>org</sub> - P	(mg/L)	7	4 - 10
P <sub>inorg</sub> - P	(mg/L)	12	6 - 17
Graisse	(mg/L)	70	45 - 100
Colls totaux	(nombre/100 ml)	10 <sup>8</sup>	10 <sup>7</sup> - 10 <sup>10</sup>
Température	(°C)	20	14 - 25
pH		7,2	5 - 8

Source: Tchobanoglous et Burton (1991)

### 3.4

#### LE PRÉTRAITEMENT DES EAUX USÉES

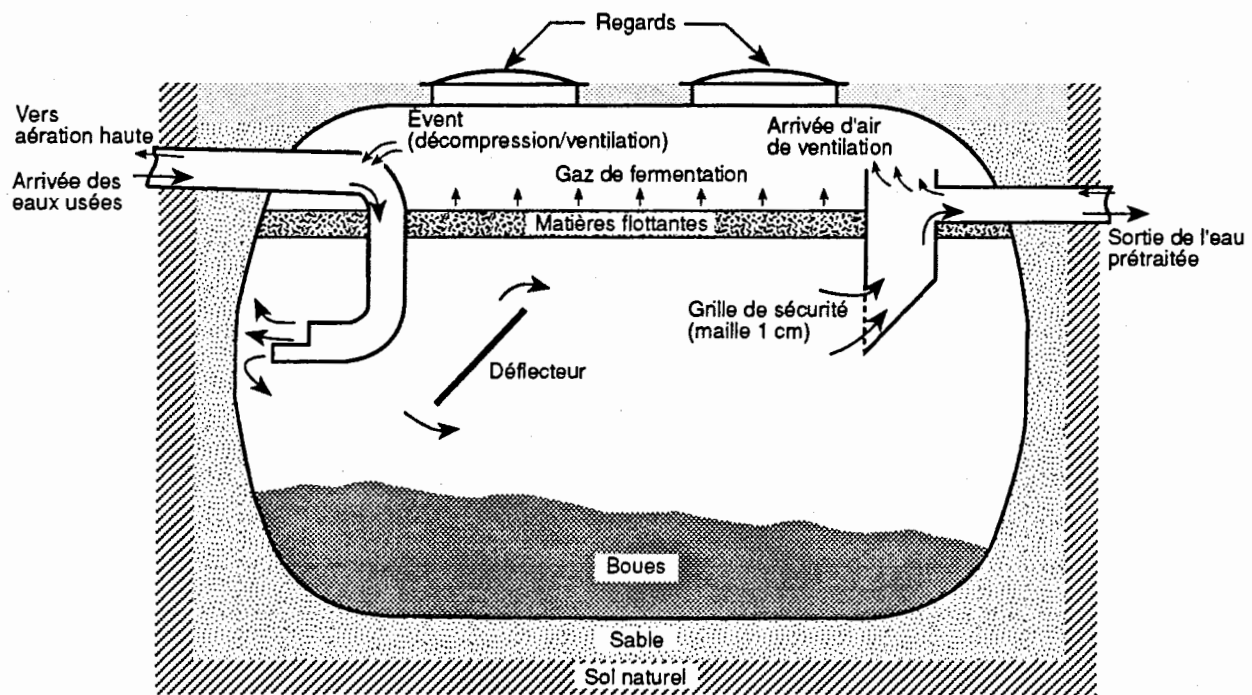
Au chapitre du prétraitement, le dispositif le plus connu et actuellement le plus utilisé est la fosse septique. Celle-ci est conçue pour décanter et digérer par fermentation anaérobie les matières organiques contenues dans les eaux usées. Les principaux facteurs affectant la performance d'une fosse septique sont sa géométrie, la charge hydraulique, les dispositifs d'entrée et de sortie, le nombre de compartiments, la température et bien évidemment les modes d'exploitation et d'entretien (Dubé et Barabé, 1991).

Au niveau de l'efficacité, il est admis (Canter et Knox, 1985) qu'une fosse septique qui traite une eau usée domestique génère à l'effluent, en l'absence de captage et d'infiltration d'eaux parasites, des concentrations moyennes de 75 milligrammes par litre de matières en suspension, 140 milligrammes par litre de DBO<sub>5</sub>, 300 milligrammes par litre de DCO, 40 milligrammes par litre d'azote total et 15 milligrammes par litre de phosphore total.

La compartimentation du réservoir septique et les structures d'entrée et de sortie ont fait l'objet de nombreuses études visant à optimiser le phénomène de décantation statique de ces décanteurs-digesteurs. Il ressort de ces travaux que:

1. Les fosses septiques à compartiments multiples (2 ou 3) ont une meilleure efficacité que les fosses à compartiment unique (Otis et coll., 1975) surtout en ce qui a trait à l'enlèvement des MES; cependant, d'autres auteurs (Philip et coll., 1994) soutiennent le contraire;
2. Les structures d'entrée méritent une attention particulière; bien conçues, elles peuvent stabiliser et amortir le plus rapidement possible l'effet de pointes hydrauliques. Une approche intéressante à ce niveau est illustrée à la figure 3-2 (Rambaud, s.d.); il s'agit d'un dispositif d'entrée avec coude inversé. Bernier et Robert (1992) ont pour leur part démontré sur un modèle à échelle réduite la supériorité hydraulique d'une entrée noyée de grand diamètre. Ces auteurs ont d'ailleurs établi dans le même document des paramètres de conception de nature à optimiser le stockage des boues septiques dans ces décanteurs-digesteurs;
3. Le cloisonnement 2/3-1/3 retient la faveur de la majorité; un cloisonnement par une série de tuyaux inclinés à 60 degrés favoriserait l'effet d'une décantation lamellaire (Simmons et Newman, 1982);
4. Les structures de sortie (USEPA, 1980) préviennent le relargage à l'effluent de matières solides entraînées par une soudaine remontée due aux effets de la digestion anaérobie dans le second compartiment de la fosse;





**Figure 3-2 Le modèle de fosse septique résidentielle de Rambaud**

Source: D'après Rambaud (s.d.)

5. Le volume effectif (volume liquide) des fosses septiques communautaires tient généralement compte d'un volume minimal correspondant à un temps de rétention de 24 heures au débit moyen quotidien; certains auteurs (DHUD, 1985) suggèrent toutefois un volume effectif minimal correspondant à 1,5 fois le débit quotidien; le tableau 3-3 montre la méthode de calcul préconisée par cet organisme pour différents débits quotidiens; pour sa part, Bounds (1994) suggère un volume effectif correspondant à 2,2 fois le débit quotidien moyen lorsque la fosse sert à moduler le débit à l'aide d'un préfiltre;
  
6. La majorité des auteurs recommandent de vidanger les boues accumulées à tous les deux ou trois ans (Otis et coll., 1975; Rouhart, 1986). Certains (Philip et coll., 1984; Maunoir et coll., 1990) préconisent l'emploi d'un bioactivateur (ex: EPARCYL<sup>MD</sup>) pour diminuer significativement la fréquence des vidanges de boues; il n'existe pour l'instant aucune démonstration connue de l'efficacité de ces bioactivateurs sur des décanteurs-digesteurs de grandes dimensions (>10 m<sup>3</sup>/d). Bounds (1994) rapporte les résultats du suivi de près de 500 fosses septiques résidentielles; après huit ans, une moyenne de 850 litres de boues s'étaient accumulées dans ces fosses, soit environ 55 % de leur capacité d'accumulation; d'après le modèle prévisionnel développé par cet auteur, il faudrait entre 15 et 18 ans avant que la fosse doive être vidangée; une étude québécoise (Marin et Lampron, 1994) a montré que l'accumulation de boues et d'écumes dans des fosses septiques résidentielles atteint 707 litres après deux ans lorsque l'occupation est de quatre personnes par résidence;
  
7. Au chapitre de la température, il est généralement admis que le processus de fermentation est pratiquement inhibé à des températures inférieures à 10°C (Rouhart, 1986). Par ailleurs, Bernier et Robert (s.d.) ont observé qu'une différence de température entre l'affluent et les eaux à l'intérieur de la fosse peut affecter le mouvement des masses d'eau dans la fosse.

L'expérience acquise dans la dernière décennie montre que les fosses septiques fonctionnent adéquatement à des débits quotidiens relativement importants ( $\approx 500 \text{ m}^3/\text{d}$ ). Dans au moins un cas (Portville, New York), on obtient depuis six ans un très bon rendement d'une unité de 2 970 mètres cubes (effectif); à noter que cette fosse n'a pas été vidangée à ce jour.

**Tableau 3-3 Le calcul du volume effectif d'une fosse septique communautaire**

Débit (Q) (m <sup>3</sup> /d)	Volume effectif (m <sup>3</sup> )
0 - 1,9	3,4 + 3,5 (Q - 1,5)
1,9 - 18,9	4,5 + 1,5 (Q - 1,9)
18,9 - 28,4	30 + 1,45 (Q - 18,9)
28,4 - 37,8	44 + 1,35 (Q - 28,4)
> 37,8	1,5Q

Source: DHUD (1985)

Il existe sur le marché d'autres dispositifs de prétraitement comme les fosses aérées et la fosse Imhoff. Ces unités, plus coûteuses que la fosse septique, ont un rendement épuratoire théoriquement supérieur à celui de la fosse septique. Cependant, plusieurs études (Otis et coll., 1975; Kreissl, 1982) sur différentes unités aérobies montrent une grande variation dans l'efficacité obtenue; de plus, les unités aérées s'avèrent plus exigeantes au chapitre de l'exploitation et de l'entretien. Les fosses Imhoff, bien que plus coûteuses, sont parfois préférées aux fosses septiques parce qu'elles demandent peu d'entretien (Tchobanoglous et Burton, 1991) (figure 3-3).

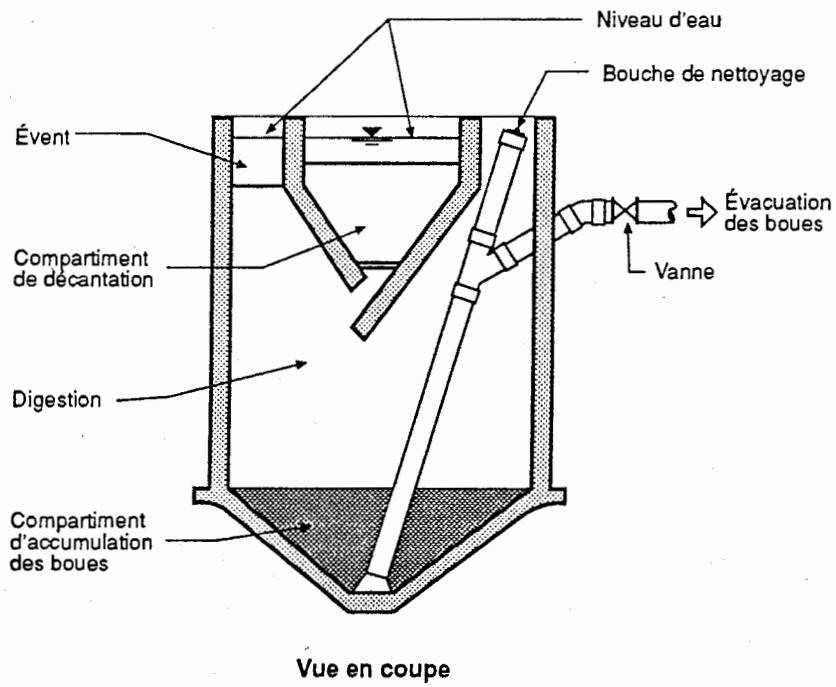
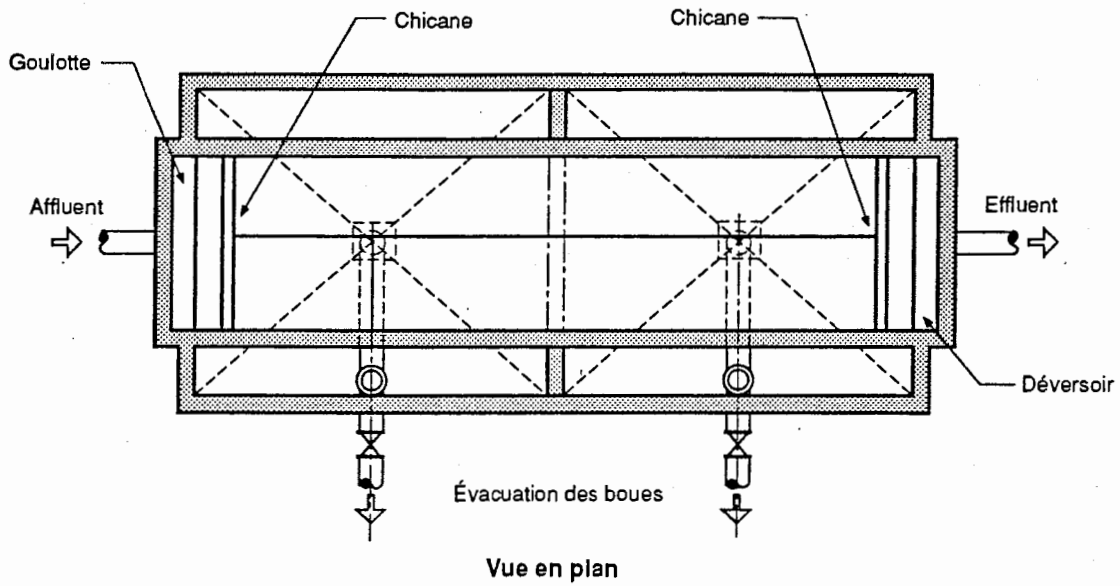
Dans le contexte des installations septiques communautaires, il est de plus en plus recommandé de parfaire le rendement épuratoire de la fosse septique par l'ajout d'un dispositif annexe qui complète l'enlèvement des MES et protège les éléments épurateurs ou filtres de tout apport nocif de solides colmatants (Rouhart, 1986; USEPA, 1991).

À titre indicatif, la USEPA (1991), dans son récent manuel sur les systèmes alternatifs de collecte des eaux usées, mentionne le problème du passage à l'effluent des fosses septiques de solides caractérisés par une flottabilité neutre. La US Public Health Service prescrivait dès 1920 l'emploi de tamis (maille 6 mm) en complément de la fosse septique. À Miranda, en Californie, le volume annuel de solides retenus par un tel tamis s'élève à 1 640 centimètres cubes par résidence (Campos, 1984 et 1985). Les solides retenus sont majoritairement des filtres de cigarette, cheveux, condoms, petites boules de graisse, vers, enduits plastiques, etc.

Il existe quatre types principaux de préfiltres: le préfiltre à lamelles, le préfiltre à pouzzolane, le préfiltre à tamis et le préfiltre à biotubes (figures 3-4 et 3-5). Le préfiltre à lamelles est formé d'une série de lamelles inclinées (60°) où les particules solides se déposent; il s'agit d'un préfiltre à courant ascendant installé dans le deuxième compartiment de la fosse septique. Il est réservé à un usage résidentiel. Le préfiltre à pouzzolane agit comme filtre à courant ascendant en captant les particules de l'eau. Le préfiltre à tamis (maille de 3 mm) filtre l'eau avant son évacuation; ce type de préfiltre peut être utilisé pour régulariser le débit de l'effluent à l'aide d'orifices calibrés à la sortie. Le préfiltre à biotubes est similaire au précédent mais offre une superficie de filtration beaucoup plus grande par unité de volume grâce à l'utilisation de multiples tubes perforés.

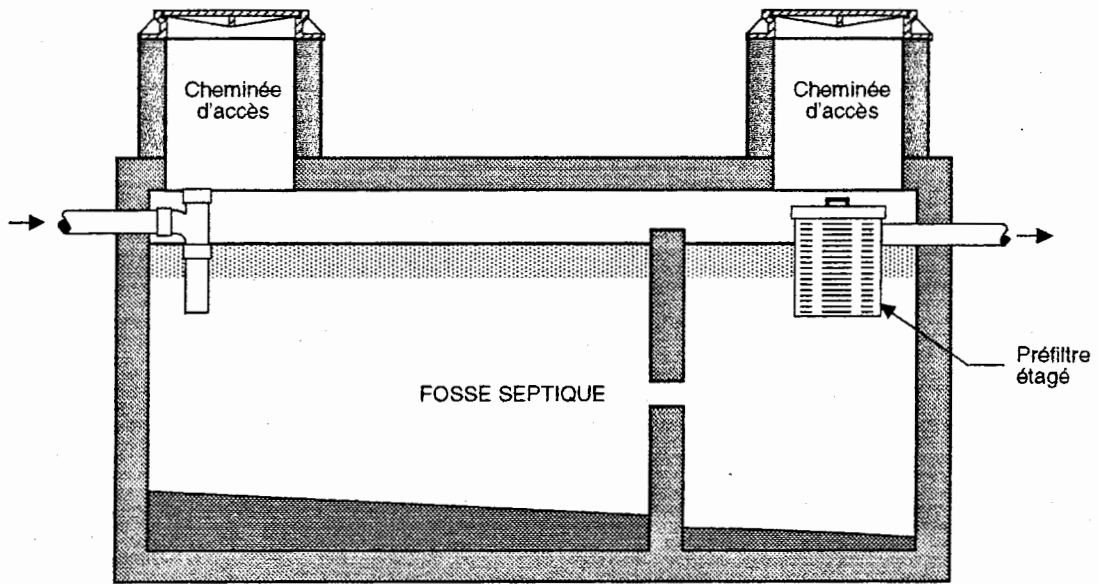
Les décolloïdeurs sont des unités séparées, installées à l'aval des fosses septiques (figure 3-6). Les matériaux filtrants utilisés dans les décolloïdeurs (mâchefer, pouzzolane, etc.) ont une hauteur de percolation minimum de 30 centimètres avec un volume effectif de 250 à 500 litres par habitation. On recommande de laver le médium au jet d'eau deux ou trois fois par année (Rouhart, 1986). L'inconvénient majeur de ce dispositif réside dans le bas niveau de sortie de l'effluent; dès lors, sauf pour des conditions topographiques particulières, son utilisation requiert un dispositif de relevage des eaux. Il existe des variantes anaérobies où le médium filtrant est noyé et la perte de charge faible (figure 3-5). D'autres sont à courant ascendant.

Ces préfiltres peuvent devenir de véritables filtres bactériens assurant une épuration complémentaire en milieu réducteur (figure 3-6). La conception des filtres bactériens anaérobies s'établit sur la base d'un volume effectif de 150 litres par personne pour un médium de gravier à granulométrie stratifiée. Viraraghavan et Kent (1983), dans leur étude sur l'utilisation des filtres anaérobies comme complément de traitement à la fosse septique, recommandent un temps de rétention hydraulique de près de 24 heures.

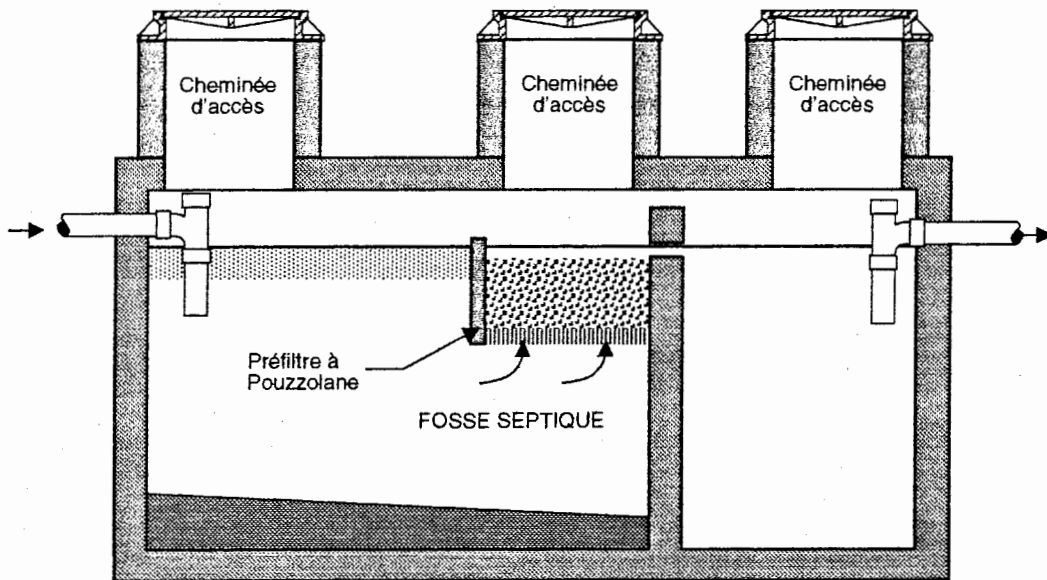


**Figure 3-3 Les vues en plan et en coupe d'une fosse Imhoff typique**

Source: Tchobanoglous et Burton (1991)

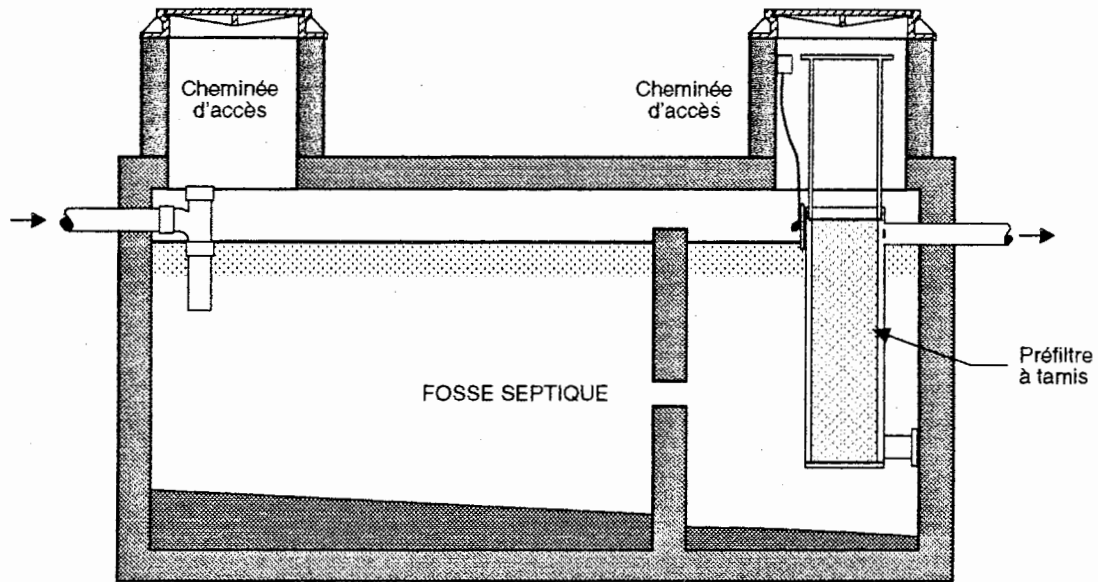


Le préfiltre à lamelles (usage résidentiel)

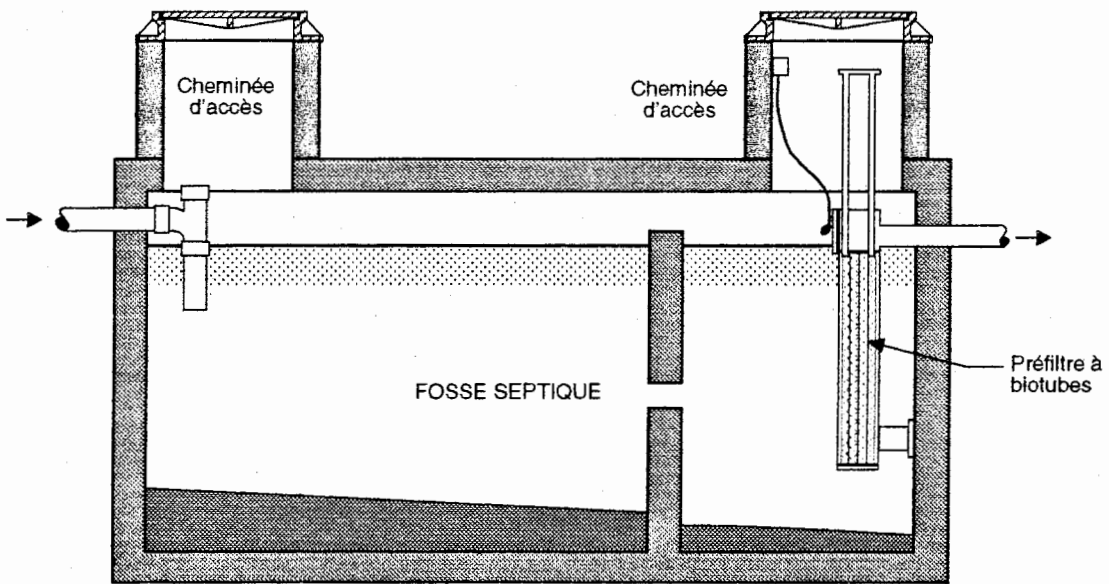


Le préfiltre du type à pouzzolane

Figure 3-4 Les préfiltres à lamelles et à pouzzolane

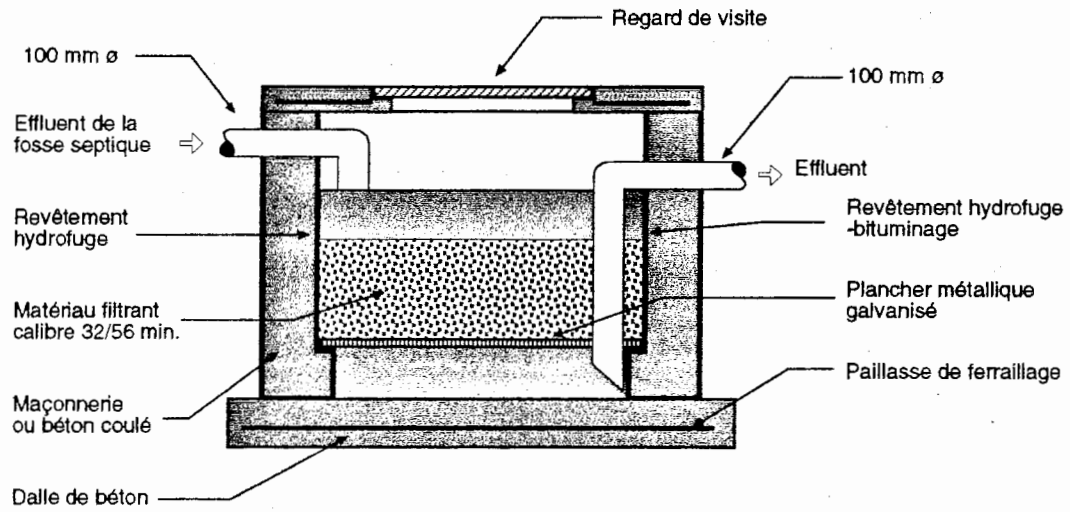


Le préfiltre du type tamis

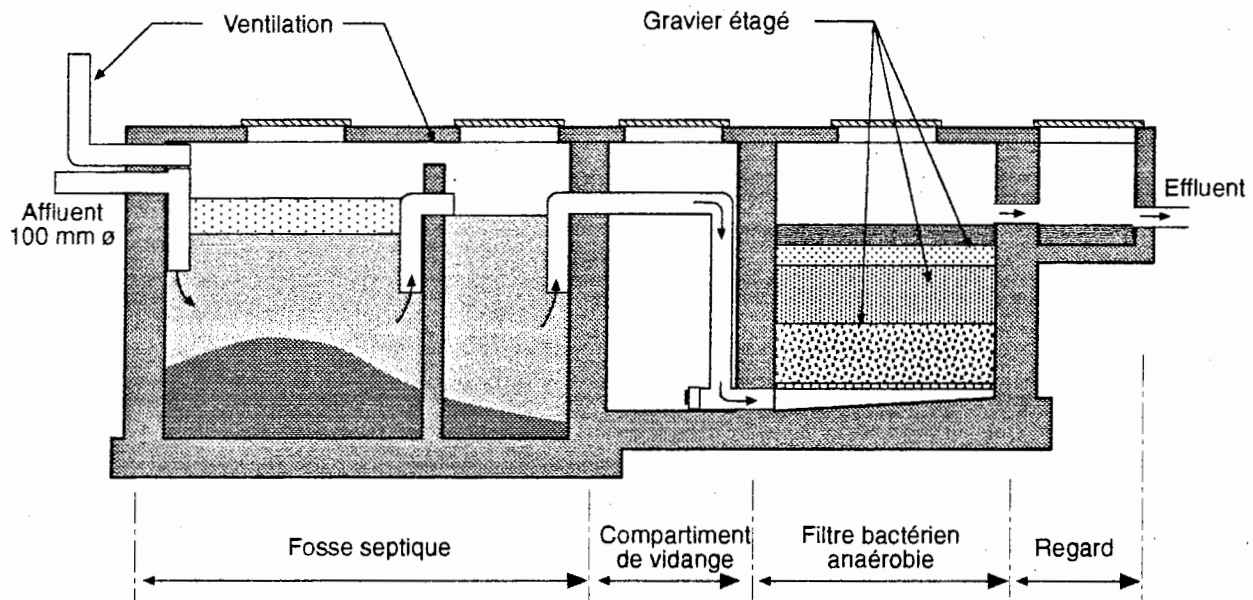


Le préfiltre du type à biotubes

Figure 3-5 Les préfiltres à tamis et à biotubes



Le décoloïdeur



La fosse septique et le lit bactérien anaérobie

**Figure 3-6 Le décoloïdeur typique et le lit bactérien anaérobie**

Source: Rouhart (1986)



### 3.5

#### LE TRAITEMENT

##### 3.5.1

##### *L'efficacité épuratoire des installations septiques*

Le pouvoir épurateur des sols pour le traitement des eaux usées est reconnu depuis longtemps dans la littérature. On admet généralement une bonne efficacité de traitement en ce qui concerne les composés carbonés, phosphorés, sodés et les germes, mais moindre en ce qui concerne les composés azotés. Le tableau 3-4 résume les performances épuratoires moyennes obtenues aux États-Unis et en France pour chacune des grandes catégories d'installations septiques.

Toutes donnent d'excellents résultats en termes de  $DBO_5$  et de MES avec une concentration à l'effluent (ou sous l'élément épurateur) de 15 milligrammes par litre ou moins. Les épandages souterrains permettent généralement de bien nitrifier l'azote qui peut se retrouver à des concentrations d'environ 40 milligrammes par litre dans l'effluent avant de rejoindre la nappe; il y a donc un potentiel de contamination et de risque pour la santé. Les filtres avec rejet, intermittents et à recirculation, ont un potentiel de dénitrification que les épandages n'offrent pas.

##### 3.5.2

##### *Le choix de la technique de traitement*

Le choix d'une option de traitement repose sur de nombreux facteurs; l'option optimale doit permettre de minimiser les coûts tout en garantissant l'efficacité à long terme de la filière retenue.

Pour effectuer un choix éclairé, il est nécessaire, selon Dautais (s.d.), de bien connaître les mécanismes et paramètres en jeu dans chaque cas pour chacune des options envisagées; le nombre de paramètres qui jouent et les relations qui les lient entre eux font de la conception des installations septiques un exercice complexe d'ingénierie.

La première question qui se pose est celle du débit à traiter. Bien qu'il n'y ait en principe aucune limite à la quantité d'eau qu'une installation septique peut traiter, une limite supérieure de 250 mètres cubes par jour d'eau usée domestique est souvent recommandée (Tchobanoglous et Burton, 1991); Reed (1990) fixe cette limite à 190 mètres cubes par jour. Les installations sans rejet et sans accès direct devraient être de capacité inférieure à 100 mètres cubes par jour (Dubé et Barabé, 1991).

Tableau 3-4 La performance épuratoire des Installations septiques

Paramètre	Eaux brutes	Effluent fosse septique	Épandage souterrain				Effluent F.I.R. <sup>b</sup> (gravier)
			À 30 cm sous l'interface d'application	À 90 cm sous l'interface d'application	Effluent F.I.S.P. <sup>a</sup> (sable)		
DBO <sub>5</sub> , mg/L	210-530	140-200	0	0	<10	<15	
MES, mg/L	237-600	50-90	0	0	<10	<15	
Azote, mg/L							
Total	35-80	25-60	-	-	-	-	
NH <sub>4</sub> -N	7-40	20-60	20	-	<0,5	<0,5	
NO <sub>3</sub> -N	<1	<1	40	40	25	25	
Phosphore total, mg/L	10-27	10-30	10	1	-	-	
Colis fécaux, NPP/100 ml <sup>c</sup>	10 <sup>6</sup> -10 <sup>10</sup>	10 <sup>3</sup> -10 <sup>6</sup>	0-10 <sup>2</sup>	0	10 <sup>2</sup> -10 <sup>4</sup>	10 <sup>2</sup> -10 <sup>4</sup>	
Virus, UFP/ml <sup>d</sup>	inconnu	10 <sup>5</sup> -10 <sup>7</sup>	0-10 <sup>3</sup>	0	-	-	

Sources: Tchobanoglous et Burton (1991)  
Dautais, (s.d.)

- a Filtre intermittent à simple percolation
- b Filtre intermittent à recirculation
- c NPP : nombre le plus probable
- d UFP : unité de formation de plaque

Dans le cas des installations à accès libre et avec rejet, ce sont des facteurs économiques et techniques, principalement les exigences de rejet, qui régissent le choix de la technique (article 3.7). Pour les épandages souterrains, ce sont les conditions de site et la localisation des sources d'eau potable qui doivent être examinées attentivement pour d'abord s'assurer de la faisabilité d'une telle installation; elles détermineront également le choix de la technique optimale.

Il est par ailleurs admis (Kreissl, 1982; Otis, 1984) que les problèmes d'exploitation des grandes installations septiques ( $\leq 100 \text{ m}^3/\text{d}$ ) proviennent de trois sources principales:

1. Un prétraitement des eaux usées déficient ou incomplet;
2. Une distribution non-uniforme des eaux usées sur la surface d'infiltration;
3. Un mécanisme de distribution et de dosage qui ne favorise pas la réoxygénation du milieu.

### 3.6

#### LES ÉPANDAGES SOUTERRAINS

Lorsqu'une installation septique par épandage souterrain est à l'étude, les conditions de site jouent un rôle prépondérant. Elles détermineront si le projet est réalisable et fixeront les paramètres de conception.

Contrairement aux installations individuelles, où le choix de site est limité à certaines conditions prédéterminées et où la conception est basée sur des prescriptions précises, le choix et la conception d'une installation communautaire reposent sur la capacité et les limites du site; il s'agit de concevoir l'installation en fonction des caractéristiques du site (Tyler et Converse, 1984). À ces considérations, Magner (1984) ajoute la question du transport des contaminants et de la protection de la santé publique.

Les principaux avantages et inconvénients des épandages souterrains rapportés dans la littérature sont les suivants:

##### *Avantages*

1. Coûts globaux souvent plus faibles (Nettles, 1984; Tchobanoglous et Burton, 1991):
  - réseau de collecte de faible diamètre, après fosses septiques individuelles,
  - traitement faiblement mécanisé,
  - exploitation et entretien simples;
2. Possibilité d'utiliser le site à des fins récréatives ou autres (Dautais, s.d.; DHUD, 1985);
3. Fiabilité des installations lorsque bien construites dans un site propice: rendement élevé et uniforme (Reed, 1990).

##### *Inconvénients*

1. Coûts et dommages à l'environnement en cas de malfonctionnement (Reed, 1990);
2. Risque de colmatage et de remontée de nappe (Nettles, 1984; Dautais, s.d.);
3. Grande superficie (Tchobanoglous et Burton, 1991; Reed, 1990).

Les domaines d'application des installations par épandage souterrain, définis par Reed (1990), sont présentés au tableau 3-5.

**Tableau 3-5 Les domaines d'application des épandages souterrains**

<b>Caractéristique</b>	<b>Application type</b>	<b>À éviter</b>
<b>Nature des eaux usées</b>	Domestique, commercial avec charge moyenne	Eaux très chargées, eaux industrielles
<b>Débit</b>	< 130 m <sup>3</sup> /d	> 190 m <sup>3</sup> /d
<b>Superficie du site</b>	2,5 à 12 ha	Espace insuffisant pour agrandir
<b>Position du site</b>	Escarpement, talus, haut de pente	Dépression, bas de pentes, pentes concaves, plaines de débordement
<b>Topographie</b>	Plane à ondulée pente < 12%	Pentes complexes, pente > 18%
<b>Texture du sol</b>	Sable, limon sablonneux	Limon argileux, argile
<b>Structure du sol</b>	Granulaire, à blocs	En feuillet, prismatique, en colonne, compacté, horizons restrictifs
<b>Conductivité hydraulique</b>	Moyenne à rapide	Très rapide, lente à très lente
<b>Drainage</b>	Moyen à rapide	Très rapide, lent à très lent
<b>Profondeur de la nappe phréatique ou du roc</b>	> 1,5 m	< 1,5 m aquifères de surface
<b>Débit spécifique</b>	Élevé	Faible
<b>Conception Aire d'épandage</b>	150 à 200% débit de conception, rotation annuelle	Aire unique sans provision de rotation
<b>Géométrie</b>	Tranchées perpendiculaires à l'écoulement souterrain	Lits carrés ou parallèles à l'écoulement souterrain
<b>Profondeur sous la surface</b>	< 1,2 m	> 1,2 m
<b>Distribution</b>	2 à 4 doses par jour, uniforme	Alimentation continue, gravitaire

Source: Reed (1990)

À cause des contraintes de site et de l'hétérogénéité des sols naturels, la mise en oeuvre d'une installation septique par épandage souterrain sans rejet de l'effluent est beaucoup plus exigeante que celle des filières avec rejet. Les sections qui suivent résument les principes généraux qui soutendent la conception de ces installations: les principes de choix de site, les processus hydrauliques fondamentaux (perméabilité du milieu, limite et équilibre de la tranche colmatée, remontée de l'aquifère de surface), les mécanismes de traitement et évidemment les notions de base régissant la conception de ces filières de traitement (taux de charge hydraulique, aération, contrôles, etc.).

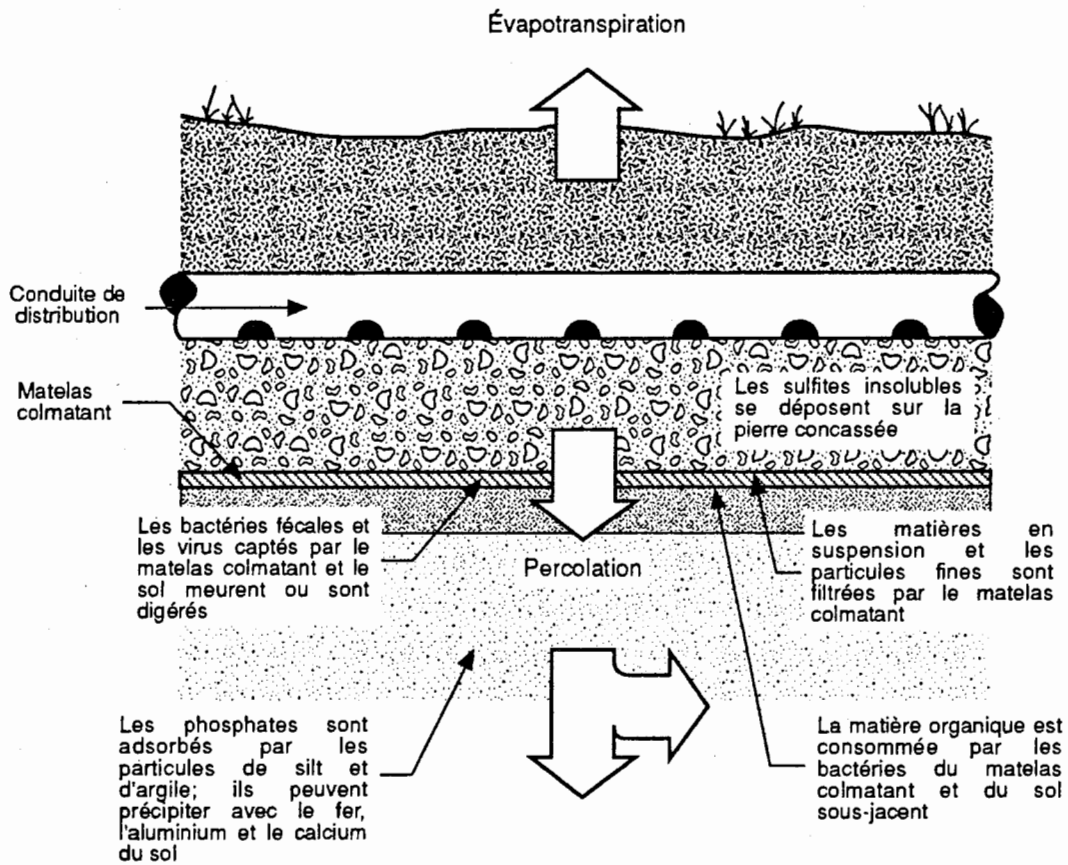
### **3.6.1**

#### ***Les mécanismes de traitement***

Les mécanismes de traitement des eaux usées dans un sol naturel sont relativement bien connus et documentés (Rouhart, 1986; Dautais, s.d.; Dubé et Barabé, 1991); ils sont résumés à la figure 3-7 (DHUD, 1985). Il s'agit de processus physiques et biologiques qui jouent principalement à la surface d'infiltration, dans la tranche colmatée et dans le sol sous-jacent. Les sols fins ont une meilleure efficacité de nitrification de l'azote ammoniacal et d'enlèvement des phosphates et des organismes pathogènes à cause des propriétés chimiques des particules de sol et du temps de contact plus long de l'eau avec ces sols; en effet, leur conductivité hydraulique est plus lente que celle du sable par exemple (DHUD, 1985).

Cherier et coll. (1991) mentionnent que le nombre de microorganismes présents dans un hectare de sol naturel équivaut à la population microbienne de 600 mètres cubes de boues activées à trois grammes par litre. Le nombre et la variété de microorganismes dans les sols naturels assurent la flexibilité du système face aux variations de charge; pour les mêmes raisons, le système fonctionne à plein rendement beaucoup plus rapidement qu'une station mécanisée.

Il est également reconnu que des conditions aérobies favorisent une biodégradation plus rapide de la matière organique et préviennent le colmatage accéléré de la surface d'infiltration (Rouhart, 1986; DHUD, 1985; Jenssen et Siegrist, 1991). Suite à l'application d'eaux usées, il se forme à l'interface gravier/sol naturel une biomasse active; celle-ci peut former un dépôt ou matelas au fond de la tranchée ou du lit et occupe les interstices des premiers centimètres de sol naturel sous-jacent. Le tout forme la tranche colmatée où se produit la majeure partie du traitement.



**Figure 3-7 Les mécanismes de traitement dans un sol naturel**

Source: DHUD (1985)

### 3.6.2

#### *L'hydraulique des épandages souterrains*

Dans les épandages souterrains, il existe trois zones distinctes d'écoulement des eaux usées (figure 3-8) (Rouhart, 1986; Tyler et Converse, 1984):

1. À la surface d'application, où se forme la tranche colmatée, l'écoulement est saturé;
2. Sous la tranche colmatée, l'eau percole en écoulement non saturé à travers une couche de sol sec;
3. En profondeur, l'eau filtrée rejoint la nappe souterraine et s'écoule en milieu saturé vers l'extérieur du site.

Tyler et Converse (1984) soulignent que le débit doit être le même dans chacune des trois zones pour que les eaux usées quittent le site. Sinon, on observera des résurgences, en surface si la superficie d'application est insuffisante, en pied de pente ou à l'aval du système si la nappe ne peut évacuer les eaux usées. En outre, l'écoulement dans chaque zone n'est pas indépendant de l'écoulement dans les deux autres zones.

Jenssen et Siegrist (1991) discutent de la capacité d'infiltration d'un site d'épandage souterrain. La conductivité hydraulique de la surface d'application dépend de la tranche colmatée qui peut à la longue obstruer ou sceller les pores du sol; la conductivité hydraulique de cette zone saturée évolue donc dans le temps. Certains (Healy et Laak, 1974) croient qu'il se crée un équilibre à long terme alors que d'autres (Jenssen et Siegrist, 1991) prétendent qu'à la longue la conductivité devient nulle. La figure 3-9 montre le taux d'infiltration après 0,5, 1, 2, 3 et 4 ans en fonction de la conductivité hydraulique initiale de la tranche colmatée. On y trouve également le taux d'infiltration à l'équilibre, selon Healy et Laak (1974). Quelle que soit la théorie adoptée, il est clair que, pour obtenir, à long terme ou à l'équilibre, un taux d'infiltration de 50 litres par mètre carré par jour, il faut selon ces auteurs utiliser un sol dont la conductivité hydraulique saturée initiale est de l'ordre de 1 500 à 2 500 centimètres par jour, soit  $2 \times 10^{-2}$  à  $3 \times 10^{-2}$  centimètre par seconde.

D'après Janni et coll. (1978), Bouma a démontré dès 1975 que les caractéristiques du matelas colmatant, le mode d'application des eaux usées et l'épaisseur de la lame d'eau appliquée à la surface d'infiltration ainsi que les caractéristiques du sol influencent directement le taux de percolation dans la zone non saturée sous le matelas colmatant. Il a établi une relation théorique entre, d'une part, la conductivité hydraulique non saturée du sol sec sous la tranche colmatée et, d'autre part, la conductivité du matelas colmatant, l'épaisseur du matelas, l'épaisseur de la lame d'eau appliquée et la tension d'eau dans le sol. La tension d'eau est elle-même fonction du gradient hydraulique exercé, c'est-à-dire de la différence entre la hauteur de charge en surface et la hauteur de charge de la nappe. Selon cette relation, lorsque la conductivité du matelas diminue, celle du sol sous-jacent diminue aussi; lorsque le gradient hydraulique diminue, la conductivité du milieu non saturé diminue.



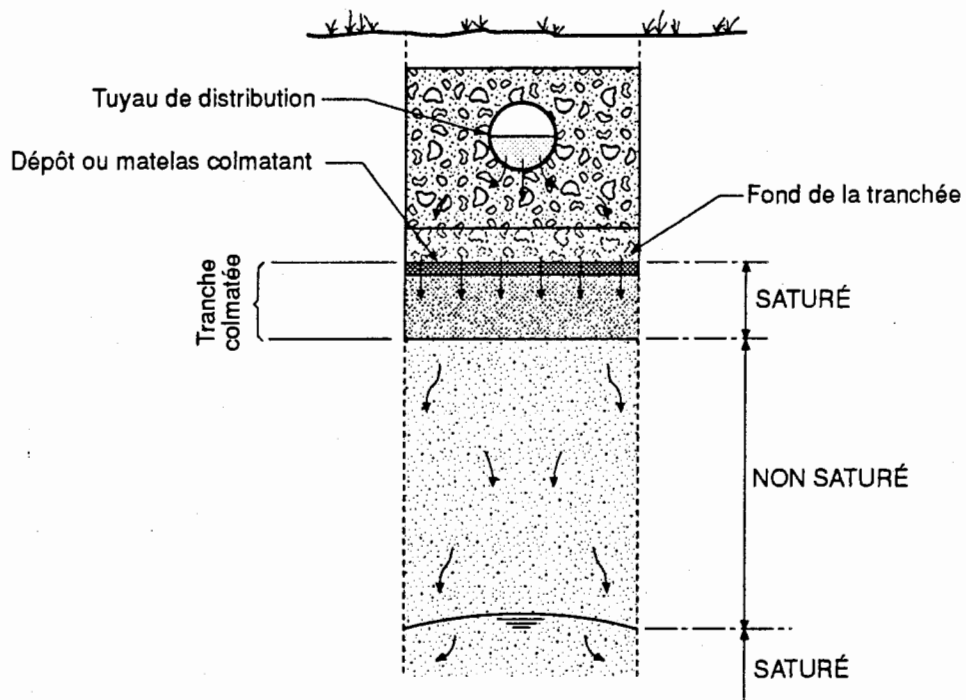
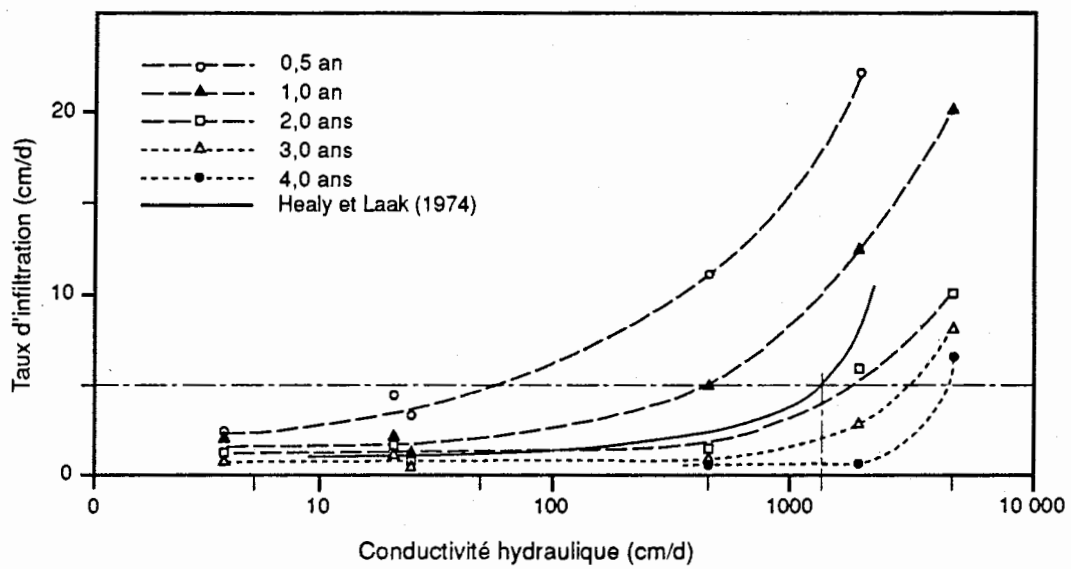


Figure 3-8 L'hydraulique des épandages souterrains



**Figure 3-9 L'évolution de la conductivité hydraulique à la surface d'infiltration**

Source: Jenssen et Siegrist (1991)

Révisé le 22 décembre 1992

Janni et coll. (1978) ont montré à partir des travaux de Bouma que:

1. Dans un sol argileux, le taux de charge hydraulique applicable varie peu quels que soient les conditions de matelas et le gradient hydraulique;
2. Dans un sol sablonneux, des fluctuations de conductivité hydraulique du matelas colmatant (de 1 cm/d à 6 cm/d) peuvent occasionner une variation de 400% du taux de charge applicable;
3. Une modification du gradient hydraulique, par exemple une fluctuation de 60 centimètres du niveau de la nappe phréatique, peut diminuer de moitié le taux de charge applicable;
4. Le même effet peut se produire lorsqu'il y a remontée de la nappe due à l'application des eaux usées; à mesure que la nappe remonte sous l'épandage, le gradient hydraulique diminue de même que le taux de charge applicable;
5. Une augmentation de la hauteur de charge appliquée en surface accroît l'humidité du sol adjacent et diminue le gradient hydraulique du sol ainsi que le taux de charge applicable.

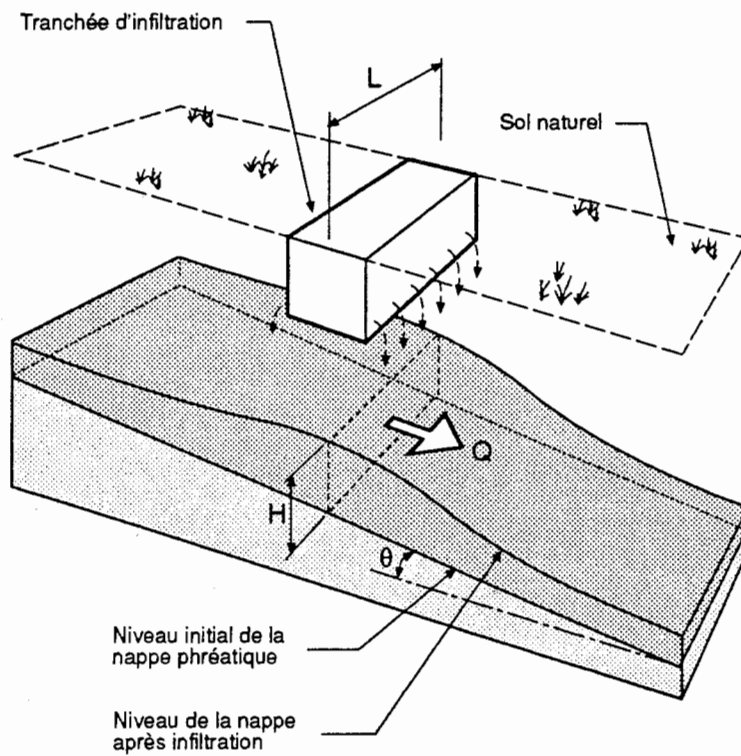
Ces travaux théoriques ont mis en lumière, dès la fin des années soixante-dix, les relations et l'influence qui s'exercent entre les trois zones d'écoulement d'un épandage souterrain.

La troisième zone où les eaux usées s'écoulent avec la nappe a également été modélisée. L'écoulement suit la loi de Darcy pour les écoulements en milieu saturé ( $Q = kiA$ ). Tyler et Converse (1984) ont montré que si le sol n'a pas une capacité suffisante pour évacuer l'eau appliquée, il y aura résurgence. Cette capacité dépend de la profondeur de sol disponible pour évacuer l'eau, de la longueur de l'élément épurateur, de la conductivité hydraulique du sol et du gradient hydraulique de la nappe souterraine. En d'autres termes, il faut une section d'écoulement suffisamment grande sous l'élément épurateur, et en aval, pour évacuer le volume d'eau appliqué compte tenu des propriétés du sol et du site (figure 3-10). Finnemore (1994) discute cette approche dans le cas d'aquifères multiples.

Tyler et Converse (1984) ont utilisé ce principe non seulement pour vérifier la faisabilité d'un projet d'épandage mais aussi pour optimiser la géométrie d'un élément épurateur en fonction de la capacité hydraulique d'un site (Dubé et Barabé, 1991).

$$Q = kiA = kiLH$$

- où L : longueur des tranchées (m)  
perpendiculaire à l'écoulement
- H : hauteur maximale de la lame d'eau ajoutée pour conserver  
un minimum de 90 cm de sol sec sous la tranchée (m)
- k : conductivité hydraulique saturée du sol (m/d)
- i : gradient hydraulique de la nappe (sin  $\theta$ )



**Figure 3-10 L'évacuation de l'eau sous un épandage souterrain**

*D'après Tchobanoglous et Burton (1991)*

Finalement, même lorsque la conductivité hydraulique de la tranche colmatée à la surface d'application et la capacité d'évacuation souterraine sont suffisantes, il peut se produire une remontée du niveau de la nappe sous l'élément épurateur (Tyler et Converse, 1984). Ce phénomène a été amplement modélisé.

La majorité des auteurs (Finnemore et Hantzsche, 1983; Tyler et Converse, 1984) s'entendent pour dire que le modèle développé par Hantush est le mieux applicable à un épandage souterrain. Ce modèle suppose une nappe non confinée, un sol homogène et isotrope et une remontée du niveau qui n'excède pas 50% de la profondeur saturée initiale. Le modèle de Hantush permet de calculer la remontée du niveau de la nappe à n'importe quelle distance du point d'application et après le nombre de mois ou d'années voulu. Le modèle est très complexe et implique des calculs itératifs; Finnemore et Hantzsche (1983) ont simplifié le modèle pour calculer la remontée maximale sous la surface d'application (Dubé et Barabé, 1991). Plus récemment, Finnemore (1994) a proposé une méthode permettant d'utiliser le modèle de Hantush dans le cas de sols formés de plusieurs strates. Rappelons qu'en plus de réduire l'épaisseur de sol apte à traiter l'eau usée, une telle remontée affecte la capacité d'infiltration à la surface d'application.

### **3.6.3**

#### ***La migration des contaminants***

La contamination éventuelle de la nappe phréatique est une préoccupation majeure lorsqu'une installation septique communautaire par épandage souterrain est construite. En effet, la nappe phréatique constitue le médium ultime d'élimination de l'effluent; elle est en relation avec les eaux de surface (lacs et cours d'eau) et les puits d'alimentation d'eau potable (Bauman et Schafer, 1984).

Les contaminants d'intérêt premier sont les nitrates et les organismes pathogènes qui peuvent engendrer un risque pour la santé publique. Dans le cas des nitrates, il est recommandé de procéder par bilan massique pour évaluer la concentration de ce contaminant dans la nappe; la limite acceptable est de 10 mg/L  $\text{NO}_3\text{-N}$ .

Pour les organismes pathogènes, on recommande un temps de rétention de 60 jours. Dans les deux cas, le modèle d'écoulement de Darcy est utilisé pour évaluer le risque associé à un épandage souterrain (Dubé et Barabé, 1991; Bauman et Schafer, 1984). Les résultats obtenus sont préliminaires et ne se veulent pas une prédiction, mais bien un outil pour évaluer les risques possibles.

Récemment, quelques travaux de recherche ont porté sur la possibilité de contamination de la nappe par certaines substances toxiques, telles les composés organiques volatils et les acides gras volatils (Sherman et Anderson, 1991; Sawyer et Tyler, 1991). Les premiers résultats obtenus en laboratoire ne semblent pas indiquer de problème dans les conditions expérimentales utilisées.

### 3.6.4

#### **Le choix du site**

Plusieurs auteurs (Magner, 1984; Tyler et coll., 1991; Jaynes et Tyler, 1984; Jenssen et Siegrist, 1991) se sont particulièrement intéressés à la problématique du processus de choix de site. D'une façon générale, la position de Magner (1984) résume assez fidèlement la pensée globale de ces intervenants; la démarche devant mener à l'identification du site optimal constitue, dans le cas d'une installation septique communautaire par épandage souterrain, un processus qui requiert l'analyse de nombreuses données. Selon cet auteur:

1. Une installation septique peut être choisie au stade préliminaire pour des raisons d'efficacité de traitement et d'économie, mais les méthodes d'acquisition de données pour évaluer le potentiel réel du futur site de traitement sont complexes et coûteuses;
2. Il est nécessaire de bien évaluer les principaux mécanismes pédologiques, géologiques et hydrogéologiques en jeu car de faibles variations des conditions de site peuvent générer de graves erreurs de conception;
3. Le niveau de détail qu'il faut obtenir dans chaque cas dépend de la nature, des objectifs et de la complexité du projet.

Selon Magner (1984), le processus de choix de site est relié à:

1. La définition d'un taux de charge hydraulique applicable à la surface d'infiltration aux conditions à long terme de la tranche colmatée (T.C.H.L.T.) selon la nature du sol récepteur;
2. La vérification du maintien en tout temps, sous la tranche colmatée, d'une strate de sol suffisante (60 à 90 cm) en condition aérobie (calcul de la remontée de l'aquifère sous la surface d'application des eaux);
3. La vérification de la capacité hydraulique du site pour évacuer le débit injecté sans résurgence et la protection des sources d'approvisionnement en eau potable (puits) de toute contamination indésirable.

Dubé et Barabé (1991) ont compilé des techniques de reconnaissance de site conformes aux normes américaines et européennes actuelles.

### *Le taux de charge hydraulique à long terme (T.C.H.L.T.)*

Historiquement, le taux de charge hydraulique à long terme était basé uniquement sur l'essai de percolation (méthode de «Taft»). Cet essai a été remis sérieusement en question surtout à cause de la grande variabilité des résultats (Healy et Laak, 1974). Ces auteurs ont d'ailleurs démontré, contrairement à toute attente, que le taux de percolation était principalement fonction du potentiel capillaire du sol au moment de l'essai et non de la conductivité hydraulique du sol.

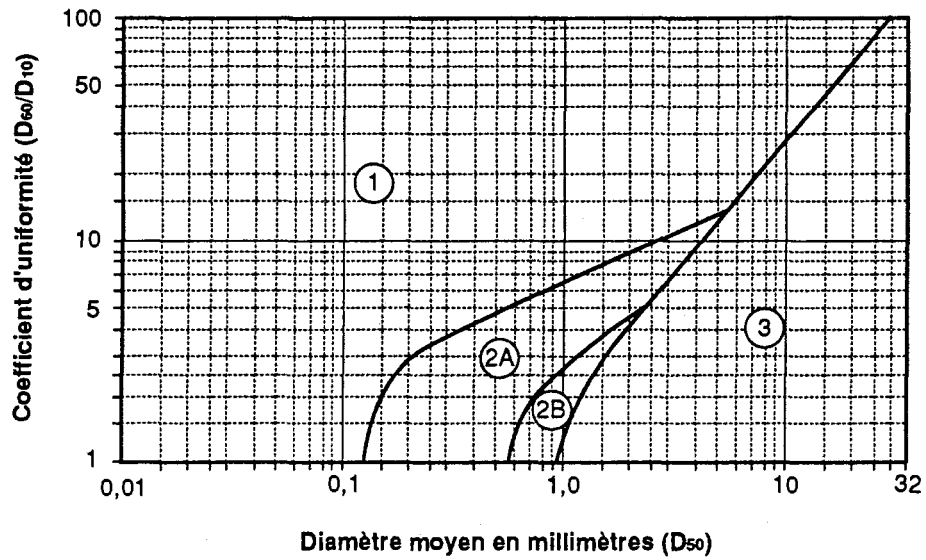
Tyler et coll. (1991) ont récemment développé une procédure d'évaluation du taux de charge hydraulique basée sur la description morphologique des sols. Cette méthodologie est prescrite depuis juillet 1991 dans l'état du Wisconsin en remplacement de l'essai de percolation.

Dans le même contexte, Jenssen et Siegrist (1991) ont mis au point une approche simplifiée pour déterminer le T.C.H.L.T. Cette méthode dite du diagramme de MESO (mean grain size-sorting) est basée sur la texture des sols et met en relation le diamètre moyen ( $D_{50}$ ) et la répartition des grains ( $D_{60}/D_{10}$ ); le diagramme proposé utilise le diamètre effectif ( $D_{10}$ ), le diamètre moyen ( $D_{50}$ ) et le coefficient d'uniformité ( $D_{60}/D_{10}$ ).

Chaque échantillon de sol est caractérisé par un point sur ce diagramme (figure 3-11). Le diagramme est divisé en trois zones principales en fonction de la capacité hydraulique et de traitement de ces sols. La catégorie 1 regroupe les sols argileux et silteux; ils ne sont généralement pas propices à l'établissement d'une installation septique, à moins qu'une évaluation *in situ* du site ne révèle un sol à structure bien développée qui améliore ses propriétés hydrauliques. Les sols des catégories 2 et 3 (sable et gravier) possèdent généralement une capacité hydraulique suffisante pour pouvoir considérer une installation septique; sauf pour les sols composés de sable moyen uniforme, il est nécessaire de procéder à une évaluation *in situ* détaillée de la morphologie et de la perméabilité du sol.

En intégrant les informations relatives à la capacité hydraulique à long terme de ces sols et à leur efficacité de traitement, les auteurs proposent des taux de charge applicables à long terme en fonction du type d'eaux usées (tableau 3-6). Les taux de charge proposés sont en général plus faibles que ceux généralement utilisés pour des installations individuelles.

Le tableau 3-7 présente l'efficacité épuratoire escomptée par ces auteurs. Il ressort de ce tableau que l'efficacité d'enlèvement de la  $DBO_5$  et des MES est potentiellement la même pour les sols de catégorie 2 et 3.



**Légende**

1	Limon, silt et argile*	}	TCH = 10L/m <sup>2</sup> .d
2A	Sable fin*		
2B	Sable moyen uniforme		TCH = 25L/m <sup>2</sup> .d
3	Sable grossier et gravier*		TCH = 50L/m <sup>2</sup> .d

\* Les sols de ces catégories doivent faire l'objet d'une évaluation in situ détaillée (morphologie et perméabilité)

**Figure 3-11 Le diagramme MESO**

Source: Jenssen et Siegrist (1991)



**Tableau 3-6 Le taux de charge hydraulique en fonction du diagramme MESO**

Type d'affluent	Catégories 1 et 2A sable argileux, silteux et fin (cm/d)	Catégorie 2B sable moyen (cm/d)	Catégorie 3 sable grossier, graveleux (cm/d)
<b>Primaire</b>			
- Effluent de fosse septique (eaux domestiques)	1,0	2,5	5,0
- Effluent de restaurant et de ferme	0,5	1,0	2,0
- Effluent de fosse septique (eaux ménagères)	1,5	5,0	10,0
<b>Secondaire</b>			
- Effluent de fosse aérée	2,0	7,5	15,0
- Effluent de filtre à sable	7,5	15,0	30,0

Source: Jenssen et Siegrist (1991)

**Tableau 3-7 L'efficacité épuratoire escomptée en relation avec le diagramme MESO**

Paramètre	Unité	Affluent	Effluent <sup>a</sup>	
			sol 2A	sol 2B et 3
Taux de charge	cm/d	—	<5	5 à 30
DBO <sub>5</sub>	mg/L	50-150	5-10	5-10
Matières en suspension	mg/L	35-85	<5	5-10
Azote	mg-N/L	35-60	30-45	5-55 <sup>b</sup>
Phosphore	mg-P/L	8-12	1-10	—
Coll. fécaux	org./100 ml	10 <sup>5</sup> -10 <sup>8</sup>	0-10 <sup>2</sup>	10 <sup>1</sup> -10 <sup>4</sup>

Source: Jenssen et Siegrist (1991)

a avec 0,6 à 1,0 m de sable

b la plus basse de ces valeurs a été obtenue sur des filtres à sable à recirculation optimisés pour la dénitrification et utilisant ce type de sol

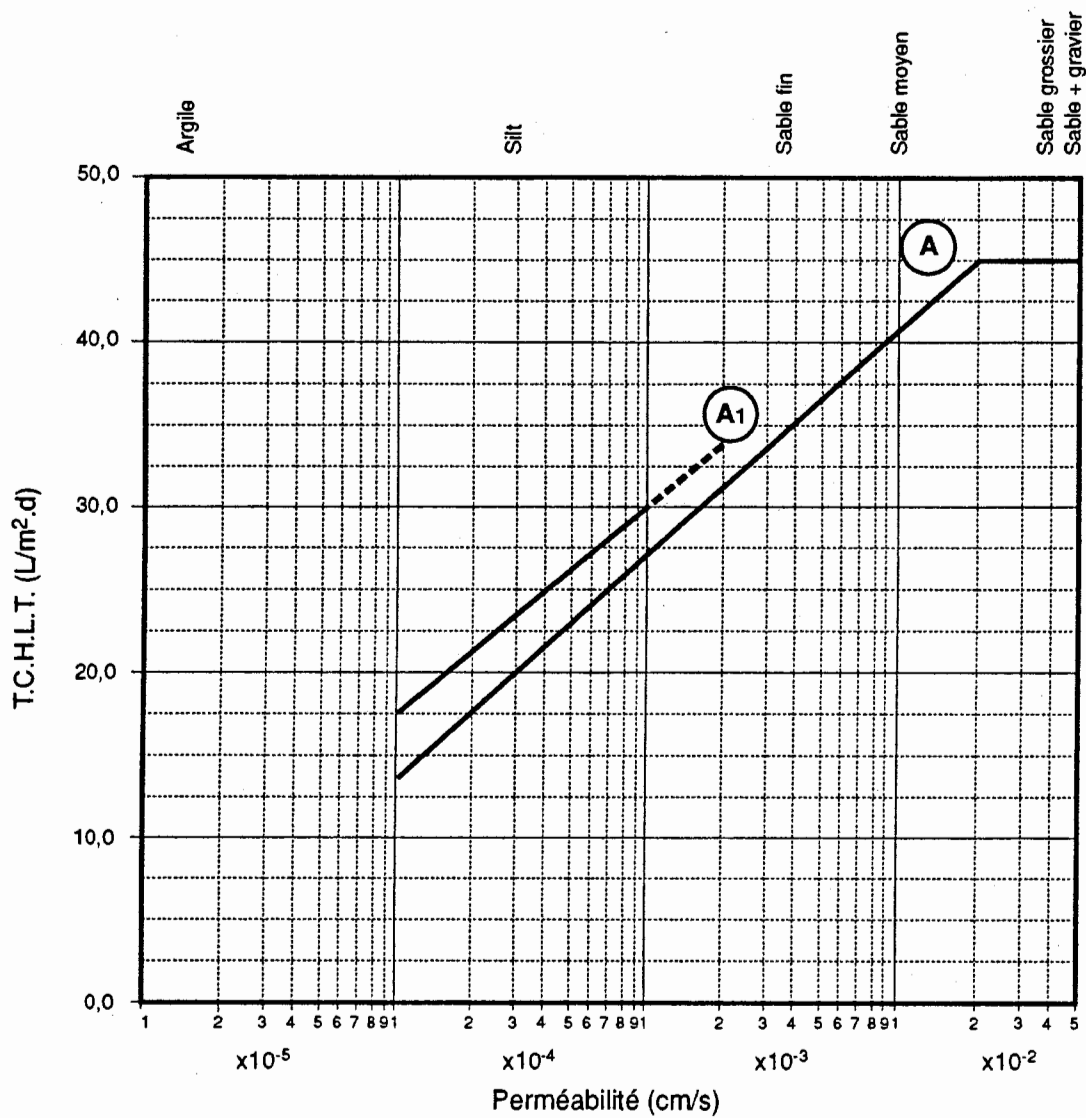
Le taux de charge hydraulique à long terme de conception peut être fixé par une autre méthode empirique qui fait appel, comme la méthode du diagramme de MESO, à une définition exacte de la fraction granulométrique du sol récepteur et à l'évaluation de la conductivité hydraulique du sol. Cette méthode a été développée par Dubé et Barabé (1991) et relie le T.C.H.L.T. à la conductivité hydraulique mesurée *in situ* sur les 300 millimètres de sol immédiatement sous la surface d'infiltration envisagée. Les relations illustrées à la figure 3-12 ont été établies à partir de multiples cas documentés; elles permettent de fixer un T.C.H.L.T. pour des tranchées, un lit ou un terre d'infiltration.

La caractérisation du sol en vue d'un traitement par épandage est un travail de spécialiste formé à la reconnaissance et à l'évaluation des sols. La pratique américaine dans le domaine est souvent citée comme un modèle. Plusieurs états (Wisconsin, Pennsylvanie, Vermont, Virginie, New York, etc.) réglementent l'assainissement autonome et exigent que la caractérisation du sol soit réalisée par des techniciens formés dans le domaine. L'université du Wisconsin (Madison), avec son programme de formation continue, est, à ce niveau, un carrefour de transfert technique reconnu à l'échelle internationale.

#### *La profondeur et la remontée de la nappe phréatique*

Après avoir établi un taux de charge hydraulique et fixé les dimensions de l'élément épurateur, la démarche de choix de site s'attarde à la capacité hydraulique du site et porte sur les aspects suivants (Tyler et Converse, 1984; Dubé et Barabé, 1991):

1. Une profondeur minimale de sol sec (60 ou 90 cm selon les auteurs) doit être maintenue sous la surface d'application. Pour ce faire, effectuer un calcul de la remontée maximale de la nappe au temps maximum d'utilisation prévisible (voir articles 3.6.2 et 5.7.5);
2. Le débit appliqué pourra être évacué sans résurgence. Pour ce faire, effectuer un bilan hydraulique à partir de la loi de Darcy ou selon la méthode de Tyler et Converse (Dubé et Barabé, 1991); ce calcul permettra de fixer une géométrie optimale pour évacuer le débit sans problème;
3. Il n'y aura pas de risque de contamination des eaux de surface ou de puits avoisinants. Pour ce faire, modéliser la dispersion des nitrates dans la nappe et calculer le temps de séjour des pathogènes dans le sol (voir article 3.6.3).



#### Légende

- A Alimentation sous faible pression (S.D.S.F.P.)
- A1 S.D.S.F.P. et ajout d'une couche (150 mm) de sable à béton

#### Notes:

Taux de charge hydraulique recommandé pour des eaux usées typiques, soit:

- DBO<sub>5</sub> = 140 mg/L
- M.E.S. = 90 mg/L

Les limites inférieures peuvent varier selon la technologie utilisée, i.e. lit, tranchée ou terre

**Figure 3-12** La détermination du taux de charge hydraulique pour un épandage souterrain

Source: Dubé et Barabé (1991)

Un suivi environnemental de deux installations septiques construites à La Grande 4 à la Baie James a permis de suivre l'évolution de la nappe sous deux éléments épurateurs de 35 mètres cubes par jour chacun (Dubé et coll., 1991). Ce travail a permis de démontrer que la nappe a effectivement répondu à l'effet de la charge hydraulique appliquée et que le modèle théorique de Hantush constitue un outil intéressant de prédiction de la remontée du niveau de la nappe phréatique dans la mesure où les caractéristiques du sol sont bien connues et que le calcul est fait à partir du niveau le plus élevé de la nappe (printemps).

### **3.6.5**

#### ***Les mécanismes de colmatage et de décolmatage***

Le phénomène du colmatage excessif du sol sous l'aire d'application des eaux usées, souvent observé dans les installations septiques défectueuses, est sans contredit un sujet pour le moins préoccupant. Selon Jenssen et Siegrist (1991), le phénomène semblerait progresser jusqu'à la formation d'une couche totalement imperméable.

Le phénomène du colmatage du sol suite à l'application d'eau usée est connu depuis la fin des années quarante (Otis, 1984). Jones et Taylor l'ont associé, en 1965, à l'accumulation et à la décomposition de la matière organique des eaux usées; ils ont estimé la réduction de la conductivité hydraulique du sol récepteur à 1% ou moins de sa conductivité initiale. Au même moment, d'autres chercheurs notaient l'effet des conditions anaérobies sur le colmatage.

Ainsi, plusieurs processus conduisent simultanément à l'instauration d'une couche plus ou moins colmatée; les plus fréquemment observés sont (Otis, 1984):

- le compactage et le lissage du sol au moment de la construction de l'élément épurateur;
- l'obstruction des pores de sol récepteur par des particules solides en suspension dans l'effluent;
- le développement et l'accumulation d'une culture bactérienne (biomasse);
- la détérioration de la structure, soit par des échanges d'ions sur les particules d'argile, soit par la machinerie de construction;
- la précipitation de sulfures métalliques;
- les excréments de polysaccharides par certaines bactéries en conditions anaérobies.

La recherche démontre la complexité inhérente aux processus et interactions à l'intérieur de la tranche colmatée (Siegrist et coll., 1991). Une multitude de réactions physiques, chimiques et microbiologiques s'influencent et sont en compétition dans la tranche colmatée (Otis, 1984). Leur importance est cruciale lorsqu'il s'agit de fixer un taux de charge hydraulique.

La tranche colmatée est un ensemble hétérogène; elle est composée des trois éléments suivants: la pierre concassée au fond de la tranchée ou du lit, la tranche de sol récepteur immédiatement sous la surface d'infiltration et la biomasse; celle-ci est généralement concentrée à la base du concassé, immédiatement au-dessus de l'interface d'infiltration du sol récepteur, s'infiltrant aussi dans les pores du sol récepteur (Otis, 1984). Plus les pores du sol sont volumineux, plus la biomasse se disperse dans le sol, facilitant ainsi l'écoulement de l'eau. Puisque la biomasse occupe une partie des pores du sol récepteur, la perméabilité de la tranche colmatée sera nécessairement toujours inférieure à celle du sol récepteur.

L'évolution de la tranche colmatée dépend de la nature du sol, de la composition de l'eau usée, du mode d'application (dosages et repos), du climat, de la géométrie du système et de la forme de la surface d'infiltration (Jenssen et Siegrist, 1991).

Tyler et coll. (1991) insistent sur le cycle annuel de colmatage: en hiver, le colmatage devient plus intense à cause de l'activité microbienne endogène réduite; en été, la conductivité augmente. Ce cycle annuel se superposerait à l'évolution à long terme du T.C.H.L.T. et se traduirait par des variations saisonnières. Les essais de Siegrist et coll. (1991) montrent que l'effet du froid serait plus important dans le sable que dans les sols limoneux.

La question de savoir s'il s'établit un équilibre dans la formation de la tranche colmatée fait encore l'objet de discussions. Tous s'entendent cependant sur les facteurs à contrôler pour assurer le bon fonctionnement hydraulique à long terme. Parmi les principaux, notons (Otis, 1984; Kreissl, 1982; Hargett et coll., 1984):

1. Un T.C.H.L.T. bien ciblé sur les caractéristiques du sol récepteur;
2. Une optimisation de la géométrie et de la profondeur de la surface d'infiltration; il a été démontré que les tranchées longues, étroites et peu profondes sont supérieures aux lits d'infiltration à configuration régulière;
3. Un dosage intermittent qui favorise la réoxygénation régulière des micropores du sol;
4. Une alimentation uniforme qui permet de répartir la charge sur toute la superficie d'infiltration;
5. Un pré-traitement efficace et uniforme;
6. L'alternance entre plusieurs unités de traitement avec mise au repos régulière.

Plusieurs études démontrent la relation directe entre la concentration des matières en suspension et l'intensité de colmatage. Il en est de même pour la concentration en carbone organique qui suit la même tendance (Otis, 1984).

Dans la même veine, Amerson et coll. (1991) ont étudié l'effet du gravier (pierres concassées) sur la tranche colmatée. Les paramètres examinés étaient:

1. La compaction du sol au moment de la mise en place du gravier;
2. La migration des particules fines de ce gravier dans le sol sous-jacent;
3. La diminution de la superficie de contact.

Ces auteurs concluent que le facteur limitant principal est l'effet de la migration des particules fines, typiquement associées à la pierre concassée, vers la tranche colmatée.

Par ailleurs, il a été démontré par Hargett et coll. (1984) que l'utilisation de peroxyde d'hydrogène pour restaurer un élément épurateur colmaté n'est pas recommandable, et même nocif (Otis, 1984). Au Québec, l'expérience de la municipalité de Sainte-Béatrix a démontré qu'une période de repos de douze mois peut suffire à restaurer la capacité hydraulique d'un filtre à sable colmaté (E.A.T. Environnement Inc., 1991).

Présentement, une nouvelle approche fait l'objet de recherches visant le contrôle et l'équilibre de la tranche colmatée. L'utilisation de géotextiles permettrait d'améliorer les propriétés du sol récepteur en maintenant une tranche colmatée en équilibre dans ce géotextile aux caractéristiques uniformes et connues (Dautais, s.d.). Selon cet auteur, l'emploi d'un géotextile dans un filtre étagé permet d'optimiser les fonctions de découpage de l'espace, de lutte contre l'affouillement, de tampon et de ventilation.

Au Québec, un projet de R.-D. sur l'utilisation des géosynthétiques dans les installations septiques est présentement en cours. Le projet est piloté par le Centre de développement technologique de l'École Polytechnique de Montréal et E.A.T. Environnement Inc.; les partenaires sont le MENVIQ, la SQAÉ, Hydro-Québec, Texel et Environnement Canada.

### 3.6.6

#### ***L'aération du sol***

Il a été clairement établi que le maintien de conditions aérobies est une condition essentielle au bon fonctionnement des épandages souterrains. En plus de favoriser l'équilibre de la tranche colmatée, une bonne aération permet de maintenir le gradient hydraulique nécessaire pour la percolation de l'eau à travers le sol vers la nappe souterraine.

L'aération du sol procède par diffusion moléculaire et par convection (Otis, 1984; Brissaud et coll., 1991). L'apport d'air par convection est associé au drainage de l'eau des pores du sol en percolation. Il est donc essentiel d'appliquer des doses à intervalles suffisamment longs pour que le sol se draine et assurer ainsi l'aération maximale du sol. D'autre part, des doses appliquées à intervalles trop longs entraînent un risque d'anaérobiose associé à la présence d'un volume d'eau important à l'interface d'infiltration.

Par ailleurs, la profondeur de sol sec influence le gradient hydraulique; une plus grande profondeur correspond à un gradient hydraulique plus élevé qui favorise le drainage du sol (Janni et coll., 1978), donc son aération.

Brissaud et coll. (1991) ont montré que, dans un épandage souterrain, la capacité d'aération du sol est liée au taux de charge hydraulique appliqué. La réaération (apport d'oxygène) est meilleure lorsque le taux de charge hydraulique est faible; elle procède alors surtout par diffusion moléculaire. Pour des charges hydrauliques appliquées de 500 litres par mètre carré par jour ou plus, la capacité d'aération est principalement due à la convection. L'oxydation de la matière organique intervient alors surtout en profondeur.

L'ajout d'évents vient multiplier les surfaces d'échange gazeux (diffusion moléculaire) à l'intérieur même de l'élément épurateur. En épandage souterrain, l'ajout d'évents est nécessaire pour atteindre une oxydation complète de l'effluent (Brissaud et coll., 1991). Il faut cependant se rappeler qu'au Québec, l'aération du sol en hiver peut refroidir significativement la température du matelas colmatant. À LG4, on a mesuré le profil thermique d'éléments épurateurs avec et sans évents; une différence de 5°C a été observée en hiver au niveau du matelas colmatant (E.A.T. Environnement Inc., 1991).

D'autres moyens de favoriser l'oxygénation du milieu sont la construction à faible profondeur de tranchées, et non de lits. Au Québec, la problématique du froid complique la question puisqu'il faut tenir compte de la profondeur du gel ou encore isoler les éléments épurateurs.

### 3.6.7

#### **Le système de distribution sous faible pression**

Le système de distribution sous faible pression (S.D.S.F.P.) permet d'obtenir une distribution uniforme des eaux usées à la surface d'application des éléments épurateurs. Otis et coll. (1975) et la US EPA (1980) citent deux avantages majeurs de ce système véritablement popularisé par l'équipe de l'université du Wisconsin au début des années soixante-dix: meilleur contrôle du taux d'application de la charge hydraulique et absence de conditions de saturation ponctuelles ou locales (figure 3-13). Il s'agit simplement de mettre le réseau de tuyauterie de distribution sous faible pression; le diamètre des tuyaux et des perforations doit être choisi pour uniformiser les pertes de charge à chaque perforation.

Au Québec, plusieurs systèmes de distribution sous faible pression ont été conçus et construits récemment (ex. système de traitement de la municipalité de l'Ascension:  $Q = 150 \text{ m}^3/\text{d}$ ). Certains sont en exploitation depuis quelques années déjà (ex. deux systèmes de  $35 \text{ m}^3/\text{d}$  d'Hydro-Québec à LG4); ces derniers ont fait l'objet d'un suivi environnemental de deux ans qui a démontré l'efficacité de ce type de distribution en milieu froid (Dubé, et coll., 1991). Par ailleurs, la subdivision d'un réseau de distribution sous faible pression en petites zones alimentées successivement par une vanne de distribution mécanique permet d'utiliser de petites pompes ( $< 1,0 \text{ HP}$ ) pour alimenter de grandes superficies. Des exemples sont présentés au chapitre 6.

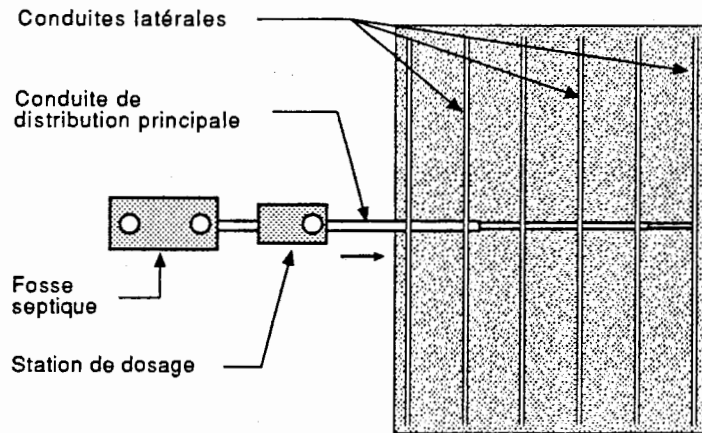
### 3.6.8

#### **Le dosage**

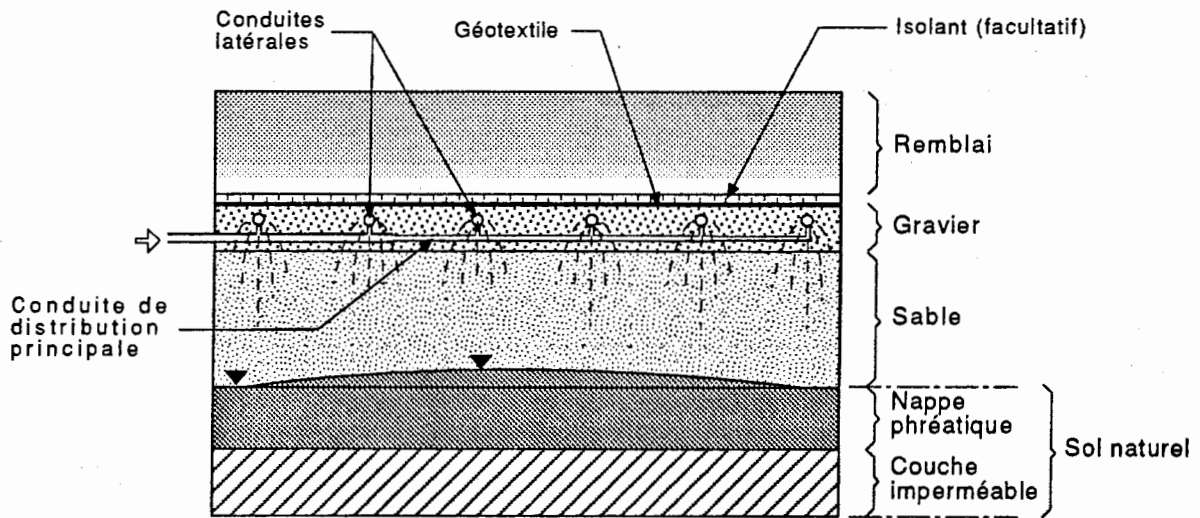
Le dosage intermittent du débit à traiter est un autre facteur de première importance en traitement des eaux usées par percolation. La pratique de doser les eaux usées périodiquement sur la surface d'infiltration est recommandée pour tout système communautaire (Tchobanoglous et Burton, 1991; Reed, 1990). Le colmatage de l'interface d'application est beaucoup moins fréquent et accentué lorsqu'un mécanisme de dosage intermittent est prévu (Hargett et coll., 1984). La fréquence de dosage des installations souterraines varie de une à quatre fois par jour, la plus fréquente étant utilisée pour les sols à texture plus perméable. La tendance actuelle favorise les dosages fréquents, avec une dose minimale d'environ 1,0 centimètre (Tchobanoglous, comm. pers.); cette approche optimiserait l'oxygénation du milieu. Un dosage équilibré permet de:

1. Mettre en charge le système de distribution et répartir l'eau usée sur toute la superficie disponible; il faut donc un volume suffisant pour couvrir cette superficie;
2. Réduire le risque d'anaérobiose à l'interface d'application; il faut donc favoriser les petites doses;
3. Assurer l'aération du sol; il faut donc prévoir des intervalles suffisamment longs entre les dosages pour que l'eau appliquée s'infilte et se draine complètement jusqu'à la nappe phréatique.





Vue en plan



Vue en coupe

Figure 3-13 Le système de distribution sous faible pression

### **3.6.9**

#### ***L'alternance et la mise au repos***

Un facteur soulevé par plusieurs (Kreissl, 1982; Reed, 1990) concerne les avantages que présente la mise au repos régulière des éléments épurateurs: cette pratique permet, selon eux, de restaurer ou de maintenir à long terme une capacité hydraulique acceptable du milieu filtrant (tranche colmatée). Kreissl (1982) cite, entre autres, le cas du comté de Fairfax en Virginie où un régime d'alimentation et de repos alternés (bisannuel) est prescrit pour les éléments épurateurs souterrains depuis 1973; après dix années, aucun mal fonctionnement n'a été noté. Certaines études effectuées à l'université du Wisconsin ont permis de conclure qu'un repos de trois à quatre semaines peut suffire à décolmater des éléments épurateurs à médium sableux. Reed (1990) préconise un critère de dimensionnement des ouvrages de traitement basé sur 150% à 200% du débit de conception; il recommande un arrangement du type à cellules multiples de manière à permettre des temps de repos importants.

### **3.6.10**

#### ***L'installation septique avec tranchées d'infiltration***

L'installation septique avec tranchées d'infiltration (figure 3-14) est sûrement la plus connue de toutes les méthodes par épandage souterrain. Comme son nom l'indique, elle est composée de tranchées; celles-ci peuvent être profondes ou non, étroites ou larges, en série ou en parallèle, espacées ou rapprochées, en ligne droite ou épousant les contours des lignes de niveau (Pask et coll., 1984).

Un tuyau perforé distribue l'eau usée dans un lit de concassé déposé au fond de la tranchée. Rouhart (1986), Tyler et Converse (1984) ainsi que Dubé et Barabé (1991) ont fait ressortir les nombreux avantages des tranchées:

1. Les parois d'infiltration verticales sont très importantes. Ces surfaces reçoivent très peu de matières en suspension comparativement au fond de la tranchée; de plus, elles sont drainées et oxygénées périodiquement, ce qui en fait des surfaces d'infiltration idéales;
2. La partie supérieure des parois verticales (au-dessus du tuyau de distribution) est une voie privilégiée d'oxygénation;
3. Pour la même superficie totale d'infiltration, la tranchée emploie moins de concassé;
4. Il est possible d'alimenter les tranchées en alternance;

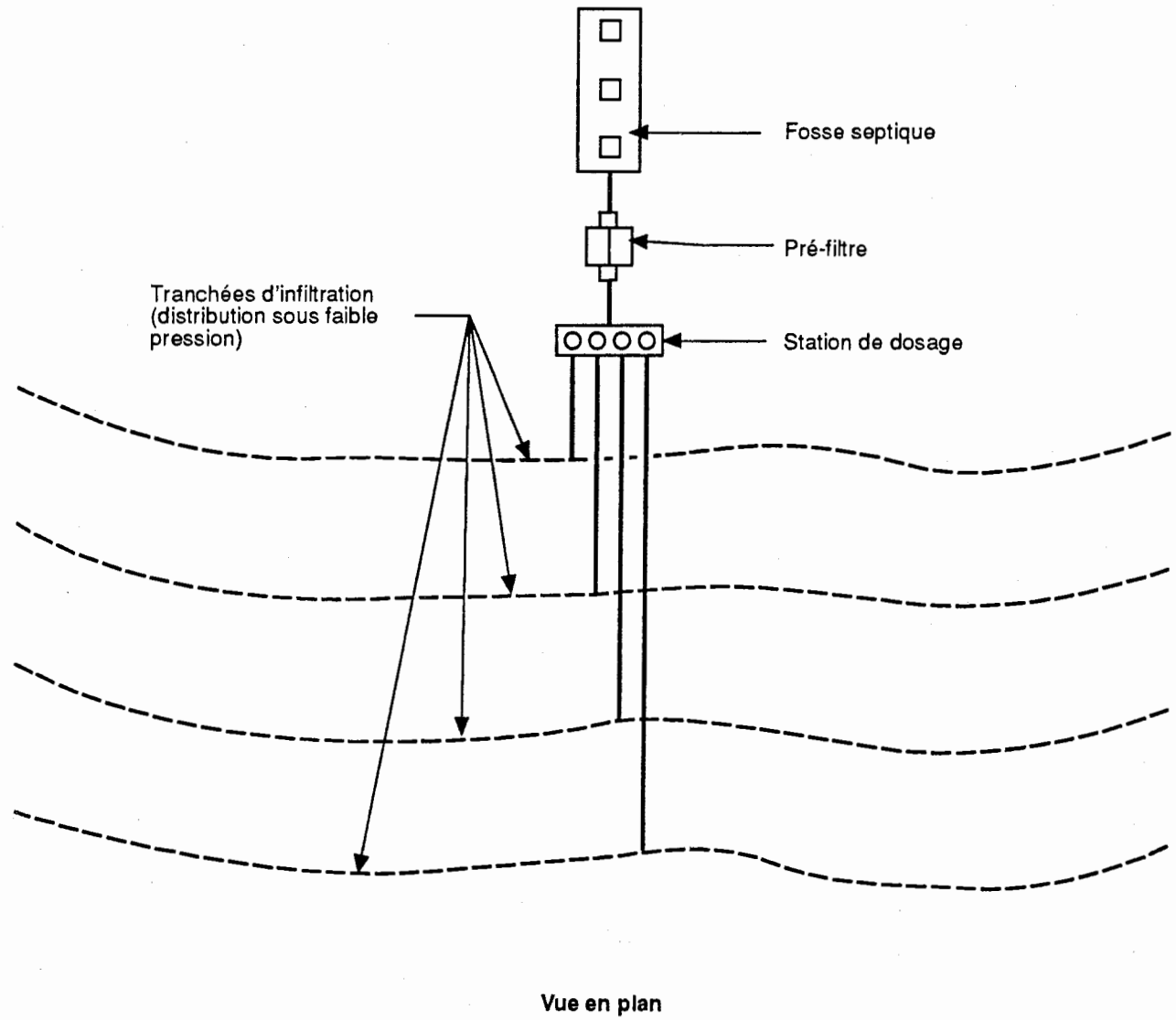


Figure 3-14 L'installation septique avec tranchées d'infiltration

5. Les tranchées peuvent être alimentées en série ou en parallèle, suivant les restrictions du site;
6. L'utilisation judicieuse des tranchées (espacements) est une façon simple de réduire au minimum la remontée du niveau de la nappe phréatique;
7. Pour les terrains en pente, accidentés ou avec plusieurs obstacles, les tranchées sont idéales car elles peuvent suivre le contour des lignes de niveau pour être perpendiculaires à l'écoulement; elles peuvent être de différentes longueurs pour ainsi s'ajuster aux obstacles du site (Pask et coll., 1984);
8. Lors de la construction, on doit éviter de lisser la surface d'infiltration et de circuler sur celle-ci avec de l'équipement lourd. Il est très facile de respecter ces prescriptions dans le cas des tranchées, ce qui peut être complexe à réaliser dans le cas d'un lit d'infiltration. Le défaut de respecter cette contrainte peut rendre non fonctionnel un élément épurateur par ailleurs bien conçu (Tyler et Converse, 1984).

Dans tout élément épurateur en tranchées, une condition doit toujours être respectée: le fond de chacune des tranchées doit être de niveau sur toute sa longueur (DHUD, 1985).

Les tranchées peuvent être alimentées en parallèle, en série ou être du type «contour». Dans l'installation en série, la première tranchée se remplit et, lorsqu'elle est pleine, elle déborde par gravité dans la deuxième et ainsi de suite. Dans un tel système, les premières tranchées reçoivent une charge organique élevée ( $g/m^2$ -d de MES et de  $DBO_5$ ). En contrepartie, les dernières tranchées ne sont utilisées que lors des pointes annuelles. Sur une base mensuelle ou annuelle, l'infiltration maximale se fait donc par les tranchées du centre. Le regard de distribution permet de fermer l'utilisation d'une tranchée; on doit donc prévoir que les deux ou trois premières tranchées seront au repos alternativement. L'alimentation en série n'est pas recommandée dans les sols à forte perméabilité tels que le sable grossier et moyen avec un faible coefficient d'uniformité puisque l'effluent risque à certains moments d'atteindre la nappe phréatique sans traitement adéquat.

Pour les terrains avec une pente faible à nulle, on peut utiliser les tranchées alimentées en parallèle et former un réseau bouclé: c'est l'agencement le plus connu et le plus répandu pour les installations septiques individuelles.

L'approche des tranchées «contour» apparaît comme une solution intéressante pour les installations communautaires lorsque la topographie est accidentée (Charles et coll., 1989). Cette approche, développée et popularisée par le département de génie civil de l'université de la Nouvelle-Écosse, prévoit un système de distribution uniforme (sous pression) adapté à cette technique.

### **3.6.11**

#### ***L'installation septique avec lit d'infiltration***

L'installation septique avec lit d'infiltration est la plus répandue au Québec. Elle se distingue des tranchées par sa largeur ( $> 1$  m); la surface d'infiltration est à toute fin pratique uniquement horizontale (figure 3-15). Les contraintes d'implantation sont nombreuses, soit (Dubé et Barabé, 1991):

1. Le site doit être très grand, de niveau et sans obstacle;
2. La remontée du niveau de la nappe phréatique peut être importante et problématique, spécialement dans les sols à faible perméabilité;
3. L'oxygénation de la tranche colmatée est difficile à réaliser;
4. La construction d'une grande superficie d'infiltration sans circuler sur celle-ci avec de l'équipement lourd est fort délicate.

Il est généralement recommandé de répartir le lit en plusieurs petits éléments séparés de telle sorte qu'un des éléments épurateurs peut être au repos pour quelques mois. Il est évidemment plus facile de localiser trois ou quatre petits éléments épurateurs qu'un seul grand. C'est d'ailleurs une excellente technique pour contrôler la remontée du niveau de la nappe. Enfin, inutile d'insister sur l'importance de la méthode de dosage et de l'alimentation pour ce type de traitement.

### **3.6.12**

#### ***L'installation septique du type terre à sable***

Le terre à sable a été développé initialement dans le Dakota du Nord à la fin des années quarante. Il s'appelait alors le «Nodak Disposal System». Il a été conçu pour les sols à très faible perméabilité (percolation entre 25 et 50 min/cm) ou avec une nappe phréatique élevée. L'université du Wisconsin a formé un groupe multidisciplinaire au début des années soixante-dix pour perfectionner ce système. Aujourd'hui, il est accepté à travers les États-Unis et en Europe sous le nom de «Mound System».

Le terre à sable est un élément épurateur qui est construit au-dessus du sol récepteur dans un matériau de remplissage adéquat (figure 3-16). Le terre à sable est formé d'un remblai imperméable, d'un lit d'infiltration, d'un matériau d'infiltration (sable sélectionné) et d'une couche de terre arable.

Le terre à sable peut être utilisé là où les tranchées et les lits d'infiltration ne peuvent pas l'être, c'est-à-dire lorsque le sol naturel est peu perméable ou lorsqu'il est peu profond (nappe phréatique est élevée, roc fissuré ou poreux sous-jacent).

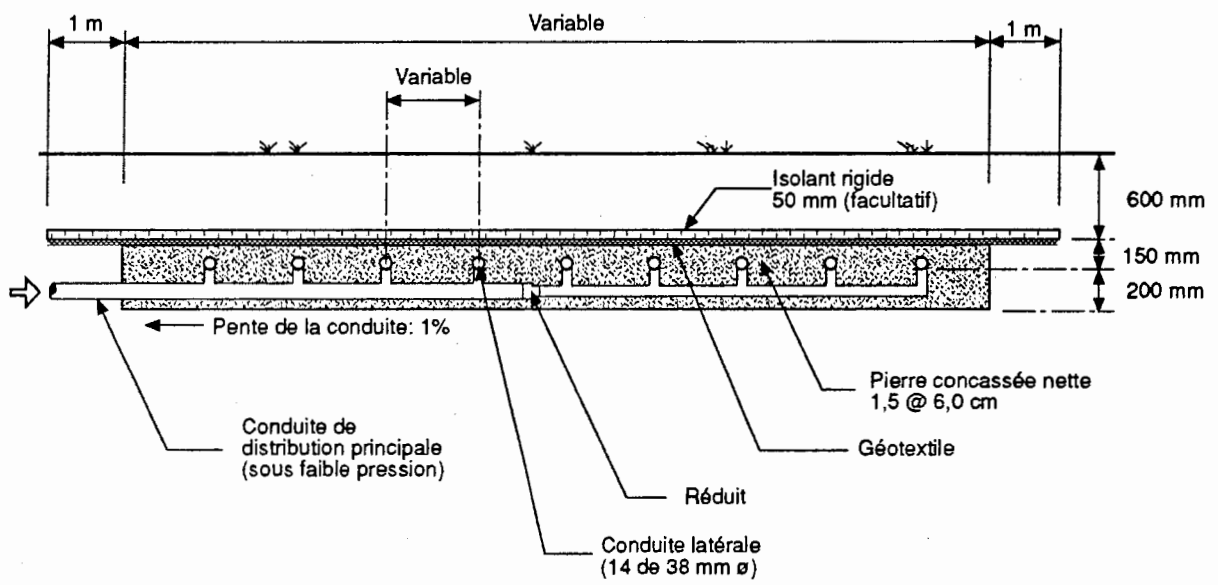
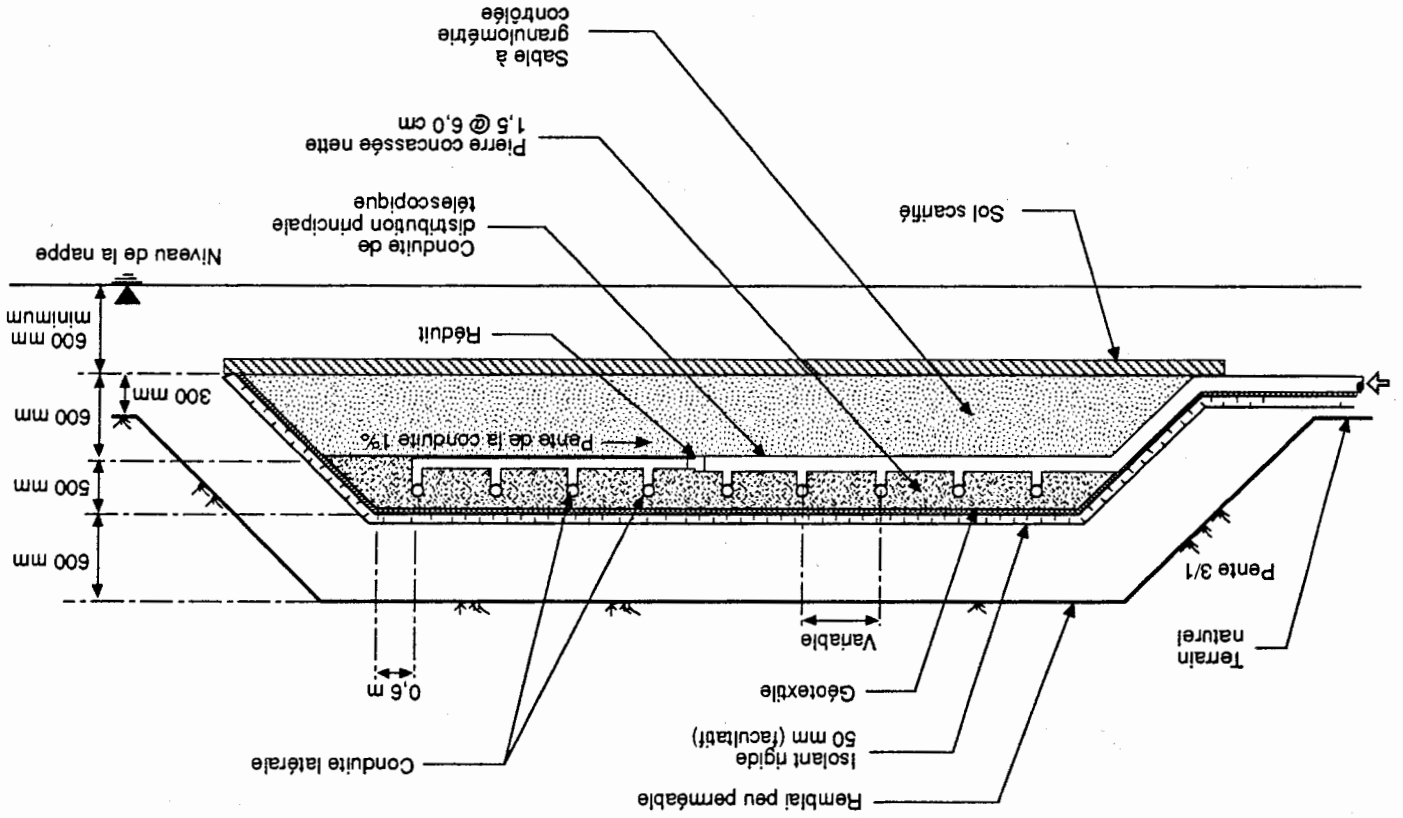


Figure 3-15 L'installation septique avec lit d'infiltration

Figure 3-16 L'installation septique du type terre à sable



Dans le cas d'un sol à très faible perméabilité, le principe est de former un limon biologique dans un matériau d'emprunt ayant une bonne conductivité hydraulique. La résistance de la tranche colmatée sera minimale tout en offrant un bon traitement de l'effluent. Le traitement continue dans le 600 millimètres de matériau d'emprunt pour atteindre plus de 99% d'enlèvement des bactéries et des virus (Machmeir et Hansel, 1979). Dans les sols à faible ou à très faible perméabilité, Tyler et Converse (1984) recommandent de prolonger le pied du tertre dans la direction de l'écoulement de la nappe phréatique pour éviter la résurgence des eaux en pied de pente. Il importe, selon ces auteurs, de faire un bilan hydraulique horizontal et vertical pour chacun des horizons de sol récepteur afin d'éviter une résurgence en aval du tertre. Les systèmes longs et étroits, perpendiculaires à l'écoulement de la nappe, permettent de minimiser ce problème. On recommande de diviser le système en plusieurs sections alimentées alternativement et une section additionnelle permettant de mettre au repos chacune des sections pour quelques mois. Les sections ne peuvent être en aval l'une de l'autre, à moins d'être très loin, la perméabilité étant critique. Dans ces conditions, il est très contraignant de réaliser des systèmes plus grands qu'environ 40 mètres cubes par jour. Même avec des débits inférieurs, les conditions du site devront être vraiment appropriées et expertisées complètement.

Dans un tertre, il y a deux interfaces d'infiltration: la première est située à l'interface du concassé et du matériau d'emprunt; la deuxième, à l'interface du matériau d'emprunt et du sol récepteur naturel. La tranche colmatée se forme à la première interface. Comme le matériau d'emprunt est sélectionné, le T.C.H.L.T. varie généralement de 35 à 45 litres par mètre carré par jour (Converse et Tyler, 1985). À la deuxième interface, soit entre le sable sélectionné et le sol récepteur, l'effluent a été traité. Il n'y a donc pas de formation de biomasse ni de tranche colmatée. En théorie, le taux d'infiltration est égal à la conductivité hydraulique maximum, soit la perméabilité du sol récepteur. Le désherbage et le labourage obligatoires de cette surface de sol récepteur avant de déposer le sable sélectionné évitent de créer une résistance à l'infiltration (Otis, 1984).

Dans le cas d'un sol perméable avec une nappe phréatique élevée ou du roc fissuré sous-jacent, le principe de traitement est le même mais l'écoulement hydraulique est beaucoup moins critique. On peut alors diviser le système en plusieurs sections disposées en cascade dans le sens de l'écoulement de la nappe.

Le tertre à sable est un système qui exige certaines précautions particulières, à savoir (Dubé et Barabé, 1991):

1. Le choix du matériau de remblai;
2. La préparation et la protection adéquates de la surface du sol récepteur; le labourage doit se faire perpendiculairement à la pente avec de la machinerie légère tel un petit tracteur de ferme. Les rotoculteurs sont à proscrire.



### 3.6.13

#### Le choix d'une technique d'épandage souterrain

Le choix d'une technique d'épandage souterrain prend en compte les conditions du site envisagé pour traiter adéquatement les eaux usées, selon leurs caractéristiques, au moyen de la technique la mieux adaptée pour atteindre l'objectif voulu.

Le tableau 3-8 fait ressortir les conditions d'application typiques à chacune des trois techniques décrites, d'après les recommandations de Otis (1984), Rouhart (1986) et Reed (1990). Il ressort de ce tableau que, dans la plage de débit applicable ( $Q < 100 \text{ m}^3/\text{d}$ ), la seule limite d'application du tertre à sable est la pente du terrain; les tranchées, comme les lits d'infiltration ne peuvent être construits dans les sols très perméables; la nappe et le roc doivent être profonds. De plus, dans le cas des lits, seuls les terrains à pente faible sont propices lorsque le sol est de perméabilité moyenne. Dans tous les cas, la remontée du niveau de la nappe phréatique et la capacité d'évacuation hydraulique du site sont des facteurs potentiellement limitants.

Tableau 3-8 Les domaines d'application typiques des épandages souterrains

Caractéristiques du site		Tranchées	Lits	Tertres
Conductivité hydraulique du sol	. faible	X		X
	. moyenne	X	X	X
	. élevée			X
Profondeur du roc ou de la strate imperméable	. peu profonde			X
	. moyenne			X
	. profonde	X	X	X
Profondeur de la nappe phréatique	. peu profonde			X
	. profonde	X	X	X
Pente	. 0-5%	X	X	X
	. 5-15%	X		X
	. 15% +	X		

Source: Otis (1984)

### **3.7**

#### **LES FILTRES AVEC REJET**

Lorsque la nature du projet ( $Q > 100 \text{ m}^3/\text{d}$ ) ou les conditions locales (contexte pédologique, géomorphologique et hydrologique) ne peuvent permettre d'implanter une filière de traitement par épandage souterrain, les filtres intermittents avec rejet peuvent être envisagés. De l'avis de plusieurs auteurs (Anderson et coll., 1985; Perley, 1984), ce type de filière s'intègre avantageusement au contexte des petites communautés, des agglomérations résidentielles et des établissements commerciaux et institutionnels. Dans un document officiel de la US EPA qui établit la position de l'agence américaine sur ce mode de traitement (Anderson et coll., 1985), il est clairement stipulé que ce type de filière, lorsque bien conçu, peut atteindre des objectifs d'efficacité secondaire avancée (parfois même tertiaire) et cela avec une exploitation et un entretien bien adaptés au contexte rural (peu mécanisé). Selon eux, ces filières sont généralement très compétitives en termes de coûts de construction et d'exploitation.

#### **3.7.1**

##### **La technique**

Les filtres avec rejet sont généralement des lits de sable moyen à grossier (parfois de gravier), d'une épaisseur pouvant varier de 60 à 90 centimètres, qui reposent sur une couche de pierres concassées pourvue de drains collecteurs. L'eau usée pré-traitée est appliquée de façon intermittente sur toute la superficie du filtre (alimentation uniforme) et percole à travers le médium filtrant; le filtrat est alors recueilli par des drains collecteurs et dirigé vers un procédé additionnel de traitement, vers un lieu de rejet en surface ou vers des tranchées d'évacuation dans le sol.

Comme dans le cas des épandages souterrains, les processus de traitement en jeu sont complexes et allient différents mécanismes physiques, chimiques et biologiques. Bien que les mécanismes physiques et chimiques jouent effectivement un rôle non négligeable (sédimentation et adsorption), ce sont assurément les transformations biologiques qui sont les plus significatives. Ces mécanismes biologiques sont optimisés en condition aérobie; c'est pourquoi il est essentiel que l'eau usée soit appliquée de façon uniforme et intermittente (Anderson et coll., 1985).

Avec le temps, lorsque le taux de charge est très élevé, la biomasse ou d'autres matières particulaires peuvent s'accumuler en excès à la surface d'application du filtre, réduisant significativement sa perméabilité; on procède alors à l'application d'une méthode de restauration de la surface d'application qui convient au type de filtre concerné.

On distingue aujourd'hui trois types principaux de filtres avec rejet, décrits en détails par Anderson et coll. (1985):

1. Le filtre intermittent enfoui (F.I.E.);
2. Le filtre intermittent à simple percolation (F.I.S.P.);
3. Le filtre intermittent à recirculation (F.I.R.).

### **3.7.2**

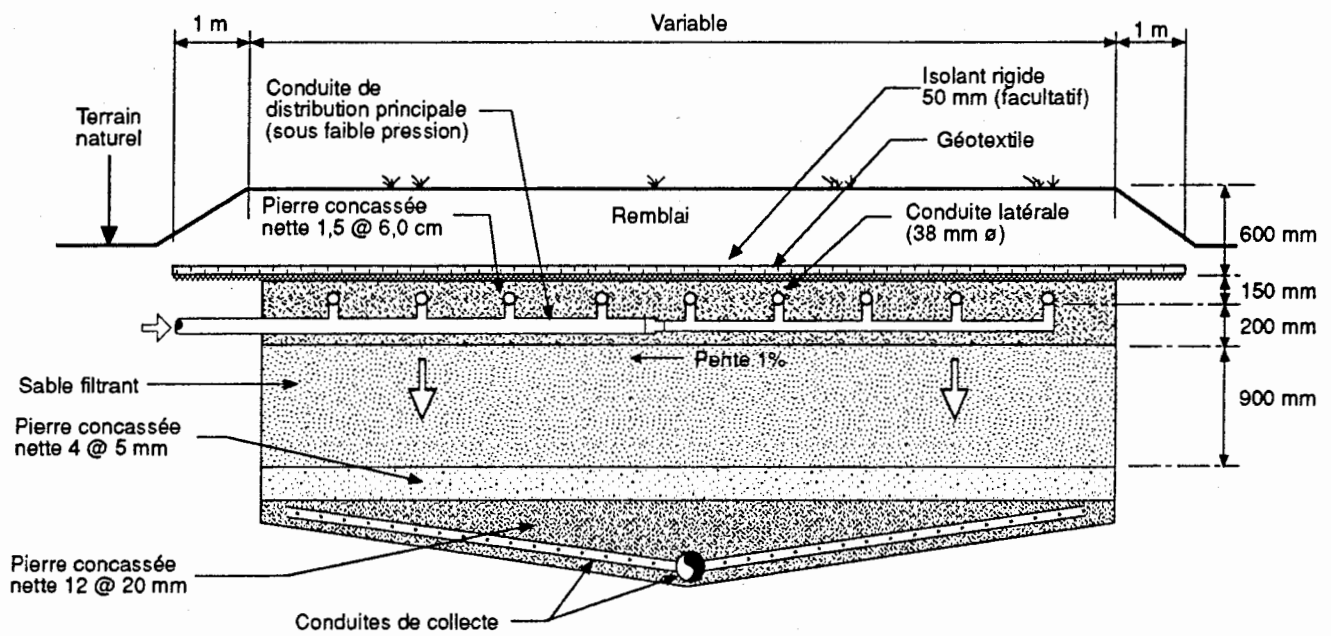
#### ***L'installation septique du type filtre intermittent enfoui (F.I.E.)***

Ce type de filtre est construit sous le niveau du terrain naturel et recouvert d'un remblai (figure 3-17). Une excavation de 1,2 à 1,5 mètre est d'abord réalisée; les drains collecteurs sont déposés dans une couche de pierres concassées et leur extrémité se prolonge vers la surface pour assurer une bonne ventilation du milieu. Une faible épaisseur de gravier plus fin est généralement posée entre le système de collecte et le médium filtrant de manière à éviter la migration des particules de sable dans la pierre concassée. Après avoir déposé le milieu filtrant (sable moyen-grossier), le sable filtrant est recouvert d'une autre couche de pierre concassée dans laquelle se trouve le système de tuyaux distributeurs sous faible pression: les conduites de distribution se prolongent généralement jusqu'à l'air libre pour pouvoir facilement les lessiver. Le tout est enfin recouvert d'un matériau de remblai. Lorsque bien conçus, ces filtres peuvent opérer de façon satisfaisante pendant de très longues périodes (jusqu'à 20 ans) sans intervention majeure. Les filtres sont généralement conçus à un taux de charge hydraulique de 40 à 60 litres par mètre carré par jour.

### **3.7.3**

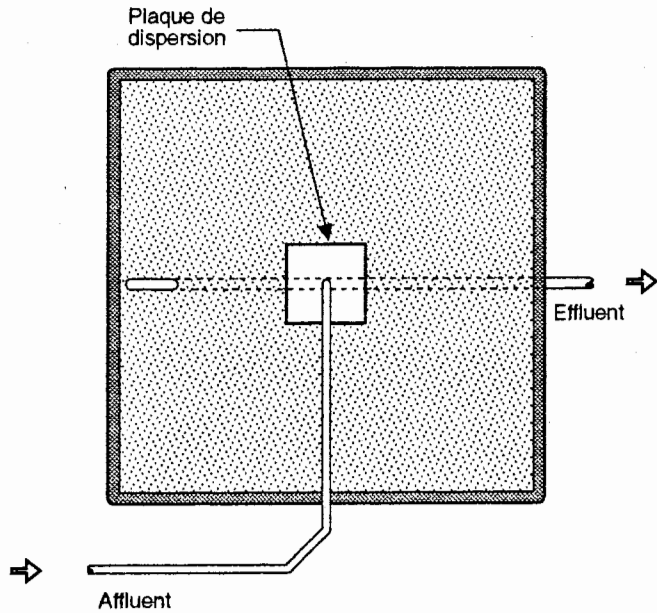
#### ***L'installation septique du type filtre intermittent à simple percolation (F.I.S.P.)***

Un des premiers filtres intermittents à simple percolation a été implanté à Lenox au Massachussets en 1876 (Mancl et Peeples, 1991). Ce type de filtre est similaire au F.I.E. à la différence que la surface d'application des eaux usées est exposée à l'air libre ce qui permet d'appliquer un plus haut taux de charge hydraulique. Il est souvent conçu avec plusieurs unités en parallèle, utilisées alternativement (figure 3-18). Ces filtres peuvent être une source d'odeurs; les besoins d'entretien (raclage de la surface) varient selon le milieu filtrant choisi. Ces filtres intermittents peuvent être utilisés pour l'assainissement des eaux usées des petites communautés pouvant générer jusqu'à 750 mètres cubes d'eau usée par jour (Anderson et coll., 1985). Le taux de charge hydraulique varie de 120 à 160 litres par mètre carré par jour.

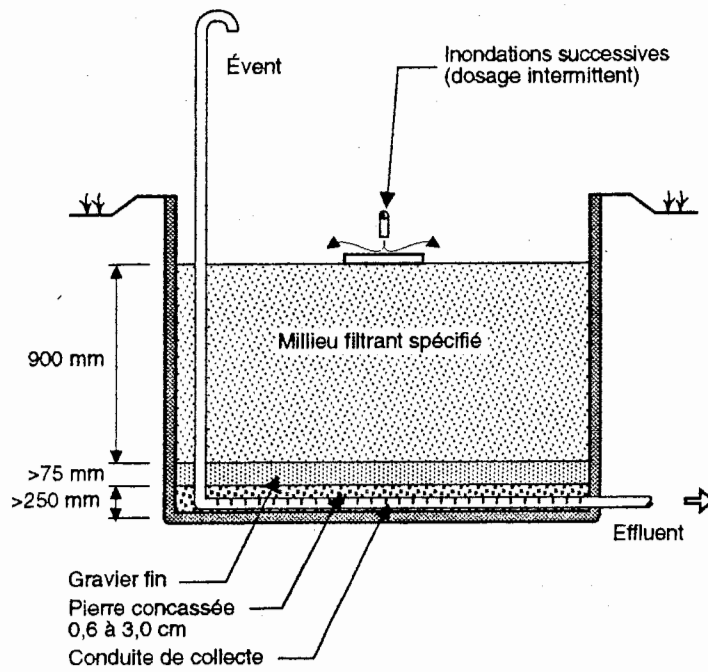


**Figure 3-17 L'installation septique du type filtre Intermittent enfoui**

Source: Anderson et coll. (1985)



Vue en plan



Coupe verticale

**Le filtre à accès libre**

**Figure 3-18 L'installation septique du type filtre intermittent à simple percolation**

### **3.7.4**

#### ***L'installation septique du type filtre intermittent à recirculation (F.I.R.)***

Les premiers filtres intermittents à recirculation ont été développés en Illinois (Hines et Favreau, 1974) comme filière de traitement secondaire avancé pour des résidences isolées. La technique des F.I.R. est basée sur celle des F.I.S.P. mais utilise un milieu de traitement plus grossier (parfois du gravier) et implique une recirculation d'une partie du filtrat.

L'eau usée est appliquée de manière intermittente à partir d'un réservoir qui reçoit à la fois les eaux usées primaires (issues de la fosse septique) et le filtrat recirculé (figure 3-19). Une fraction du filtrat est régulièrement évacuée du système par le biais d'une structure de répartition. On utilise généralement un taux d'application pouvant varier de 3/1 à 5/1, i.e. 2 à 4 parties de filtrat recirculé mélangées à 1 partie d'effluent de la fosse septique. Les filtres fonctionnent entre 160 et 200 litres par mètre carré par jour.

Le cadre général d'utilisation du filtre intermittent à recirculation est à toute fin pratique identique à celui des F.I.S.P. (Anderson et coll., 1985). Le F.I.R. présente peu de risque au niveau des odeurs et nécessite moins d'entretien de la surface d'application. Il offre de plus une grande flexibilité face aux variations de débit et à l'apport d'eau parasite; il est en effet possible de faire varier le taux d'application en relation inverse au cycle saisonnier d'infiltration, par exemple.

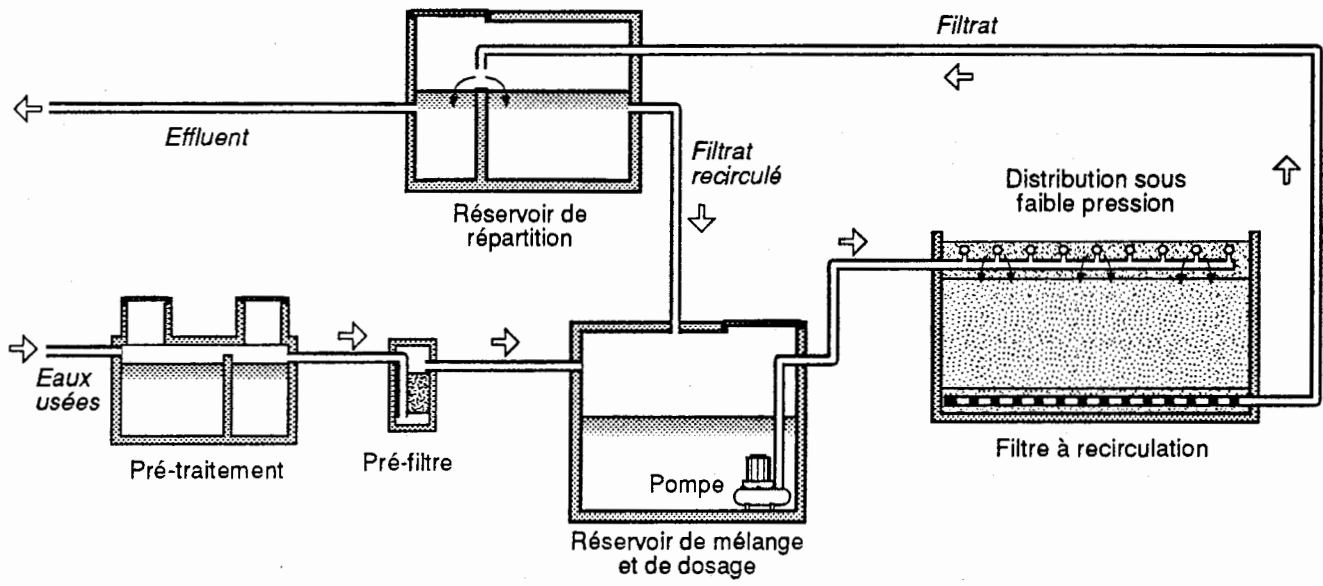
Comme les F.I.S.P., les F.I.R. peuvent être facilement scarifiés si la surface se colmate. Dans la pratique, il s'avère que ce phénomène est rare. Par ailleurs, on n'a pas observé non plus d'accumulation significative de boues dans aucun compartiment de la filière. Le sujet n'est cependant pas documenté dans la littérature.

### **3.7.5**

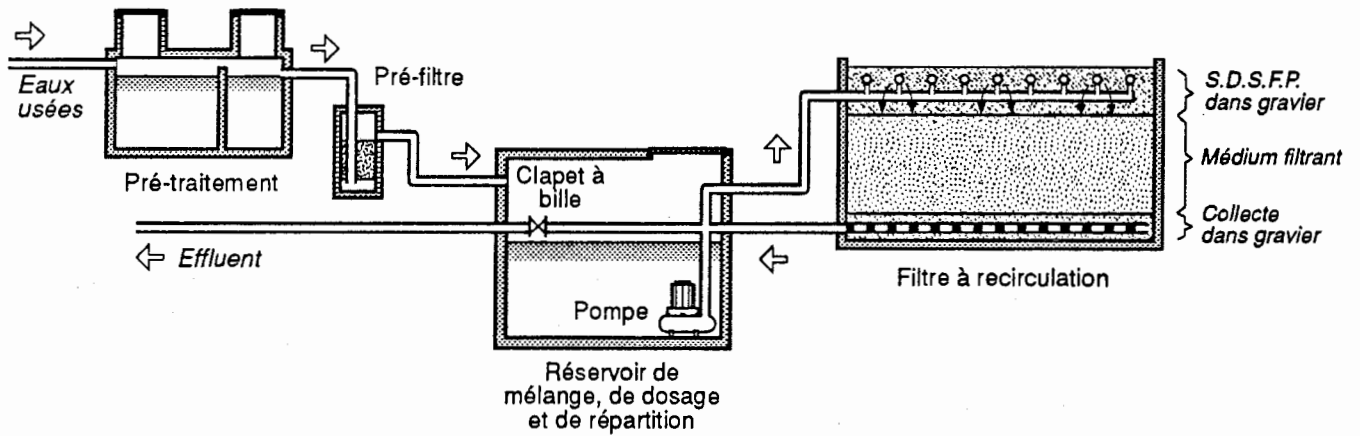
#### ***L'état de la technique des filtres avec rejet***

L'application communautaire de la technique des filtres avec rejet n'est pas récente. Les F.I.E. et les F.I.S.P. étaient fréquemment utilisés par les petites communautés desservies par l'égout collectif au tournant du siècle dernier (Mancl et Peeples, 1991). L'urbanisation croissante (augmentation des débits à traiter) et l'augmentation des coûts associés au terrain ont vite eu raison de ces techniques qui furent remplacées par des filières de traitement plus mécanisées (boues activées).

Ce n'est que récemment que la demande pour des techniques non mécanisées est réapparue, ce qui favorise le développement et l'application des filtres avec rejet dans le contexte des petites agglomérations (Anderson et coll., 1985; Ronayne et coll., 1982).



F.I.R. avec réservoir de répartition séparé



F.I.R. avec clapet à bille

Figure 3-19 L'installation septique du type filtre intermittent à recirculation

Le tableau 3-9 fait état d'un certain nombre d'utilisations récentes de la technique des filtres intermittents. Comme on peut le constater, dans la grande majorité de ces cas, il s'agit de filtres intermittents à accès libre à simple percolation (F.I.S.P.) ou à recirculation (F.I.R.) avec des débits de conception pouvant aller jusqu'à 500 mètres cubes par jour.

Le prétraitement consiste presque toujours en un décanteur-digester du type fosse septique ou fosse Imhoff. Les unités de filtre ont typiquement une superficie inférieure à 1 000 mètres carrés avec une épaisseur variant entre 0,6 et 0,9 mètre. Le milieu filtrant est presque toujours un sable moyen à très grossier ( $D_{10}$  : 0,2 à 3,0 mm). La conception prévoit un fractionnement de la surface d'application en plusieurs unités dont une ou plusieurs sont en attente. L'effluent fait souvent l'objet d'une désinfection (chloration, ultraviolet) avant d'être évacué dans des tranchées ou bassins d'infiltration avec diffusion souterraine ou alors directement dans un fossé ou un cours d'eau.

La performance épuratoire de ces filtres apparaît constante (tableau 3-10). La concentration de  $DBO_5$  et de MES dépasse très rarement les 10 milligrammes par litre à l'effluent; une nitrification de plus de 80% de l'azote appliqué est typiquement obtenue. L'enlèvement du phosphore est limité et la réduction des coliformes fécaux est d'environ deux ordres de grandeur (99 %).

Le développement technique de ces filières de traitement est en pleine évolution et vise, en grande partie, à mettre au point des mécanismes simples pour parfaire leur efficacité épuratoire: une augmentation de l'enlèvement de la matière organique soluble et du phosphore a été obtenue en utilisant des média de traitement mixtes (i.e. sable et silt-argile, sable et particules calcaires, sol et charbon activé) (Anderson et coll., 1985). Par ailleurs, un meilleur enlèvement des bactéries coliformes peut être obtenu avec un filtre multi-couches.

Plusieurs concepteurs préconisent l'utilisation des filtres intermittents à accès libre et à haut taux de charge (F.I.R.) en évacuant l'effluent dans le sol naturel par des tranchées d'évacuation. Le taux de charge applicable aux tranchées est alors 3 à 10 fois plus élevé que s'il s'agissait d'infiltrer un effluent de fosse septique (Ronayne et coll., 1982; Wert et Paeth, 1985; Jenssen et Siegrist, 1991; Loudon et Birnie, 1991; Tyler et Converse, 1994).



**Tableau 3-9 Cas d'utilisation de filtres intermittents (petites collectivités)**

Localisation	Population desservie	Type de filtre <sup>a</sup>	Débit de conception (m <sup>3</sup> /d)	Médium filtrant		Épaisseur (m)	T.C.H.L.T. (L/m <sup>2</sup> .d)	Filtre (m <sup>2</sup> /filtre)	No. <sup>b</sup>	Prétraitement	Évacuation	Mise en service
				C <sub>u</sub>	Écart (mm)							
Bluford, Jefferson Co., IL	600	F.I.R.	245	-	0,3-0,6	0,8	120	1070	2 (1)	fosse septique	chloration fossé	1976
Thompsonville, Franklin Co., IL	500	F.I.R.	245	-	0,3-0,6	0,8	120	1070	2 (1)	fosse septique	chloration fossé	1972
Miranda, CA	463	F.I.R.	175	< 2,5	1,0-1,5	0,9	120	370	4 (3)	fosse septique	chloration lits d'infiltr.	12/82
Cisne Wayne Co., IL	700	F.I.S.P.	260	-	0,35-0,5	0,8	120	1080	2 (0)	fosse Imhoff	ruisseau	1953
Sabbattus, ME	1500	F.I.S.P.	450	0,44	0,3-1,0	0,6	120	930	6 (2)	fosse Imhoff	UV, rivière	12/82
Gardiner Ulster County, NY	500	F.I.S.P.	-	< 3,5	0,30-0,60	0,8	-	540	4 (7)	fosse septique	chloration rivière	12/82
Glover, VT	49	F.I.E.	25	0,2	-	0,8	56	465	2 (1)	fosse septique pré-filtre	eau de surface	1983
Beecher City, IL	750	F.I.R.	200	< 3,5	0,25-1,0	0,6	120	405	5 (1)	fosse septique	désinfection eau de surf.	1983
Vassalboro, ME	750	F.I.S.P.	100	0,25	-	0,8	80	655	2 (0)	fosse septique	ruisseau	10/82
Farmersville, IL	1250	F.I.S.P.	470	0,35	-	-	600	480	2 (0)	étang	eau de printemps/surface	83
Hoyleton, IL	518	F.I.S.P.	225	0,3	-	0,6	600	235	2 (0)	étang	eau de printemps/surface	82
Hanover, IL	1500	F.I.S.P.	375	< 3,5	0,6-0,8	0,5	400	480	2 (1)	étang de stabilisation	eau de surface	2/83
Newport Ctr., VT	364	F.I.E.	155	-	0,25-0,6	0,8	44	1680	4 (2)	fosse septique	épandage souterrain	10/82

Source: Anderson et coll. (1985)

a F.I.E. : filtre intermittent enfil  
 F.I.S.P. : filtre intermittent à accès libre à simple percolation  
 F.I.R. : filtre intermittent à accès libre à recirculation

b nombre de filtres construits; nombre en attente entre parenthèses

**Tableau 3-10 L'efficacité de traitement de filtres avec rejet communautaires**

Municipalité	Type de filtre <sup>a</sup>	Débit réel (m <sup>3</sup> /d)	Taux de charge hydraulique (L/m <sup>2</sup> .d)	Qualité de l'affluent (A) et de l'effluent (E)												Période d'échantillonnage
				DBO <sub>5</sub> (mg/L)		MES (mg/L)		NH <sub>4</sub> - N (mg/L)		NO <sub>3</sub> - N (mg/L)		P (mg/L)		Colls f. (log/L)		
				A	E	A	E	A	E	A	E	A	E	A	E	
Thompsonville, Franklin Co., IL	F.I.R.	114	108	218	7	79	7	27,9	4,8	1,0	27,0	13,4	8,9	7,1	5,7	3/77 - 10/77
Miranda, CA	F.I.R.	76	200	48	2	36	11	-	-	-	-	-	-	-	-	1/83 - 9/83
Cisne Wayne Co, IL	F.I.S.P.	265	120	148	4	62	5	22,4	0,7	0,7	24,4	8,0	7,2	7,2	5,5	3/77 - 10/77
Sabbattus, ME	F.I.S.P.	170	44	-	10	-	10	-	-	-	-	-	-	-	-	12/82 - 11/83
Glover, VT	F.I.E.	19	40	200	< 1	150	< 5	-	-	-	-	-	-	-	-	1983
Beecher City, IL	F.I.R.	-	-	-	10	-	12	-	1,5-4,0	-	-	-	-	-	3,6	---
Vassalboro, ME	F.I.S.P.	83	68	-	10-30	-	10-30	-	-	-	-	-	-	-	5,2	---
Hanover, IL	F.I.S.P.	265	540	30	11	10	2	-	-	-	-	-	-	-	-	2/83 - 4/83

Source: Anderson et coll. (1985)

- a F.I.E. : filtre Intermittent enfoul  
 F.I.S.P. : filtre Intermittent à accès libre à simple percolation  
 F.I.R. : filtre Intermittent à accès libre à recirculation

### **3.7.6**

#### ***Les processus de traitement***

Il est admis que plusieurs processus physico-chimiques et biologiques interviennent dans la fixation et la biodégradation des polluants dans les filtres intermittents avec rejet. Les échanges sont complexes: le tamisage implique une certaine action mécanique par classement granulométrique; la sédimentation suit le processus gravitationnel et intervient dans les interstices du médium filtrant; la diffusion est également importante dans l'enlèvement des très petites particules, comme les virus; l'adsorption des polluants (phénomènes de surface) est principalement due à l'action des forces électrostatiques, électrodynamiques et de Van der Waals.

Alors que ces processus physico-chimiques jouent un rôle non négligeable au chapitre de l'enlèvement des solides, l'efficacité épuratoire de ces filtres dépend aussi en grande partie des transformations biochimiques qui interviennent dans le filtre. Les bactéries sont, de fait, les principaux intervenants, bien qu'il existe dans ces filtres un large éventail de microorganismes qui interviennent dans le traitement (Otis, s.d.).

### **3.7.7**

#### ***Les paramètres de conception***

Les facteurs qui influencent l'efficacité des filtres intermittents sont nombreux et la conception de ces filtres demeure complexe. Les principaux facteurs à envisager lors de la conception sont:

1. Le prétraitement;
2. La granulométrie du médium filtrant;
3. L'épaisseur du médium filtrant;
4. Le taux de charge hydraulique;
5. Le taux de charge massique (organique);
6. La température;
7. L'alimentation et le dosage;
8. L'état de l'interface d'application.

### *Le prétraitement*

La qualité du prétraitement affecte directement le rendement épuratoire des filtres et détermine l'énergie qu'il faudra consentir pour l'exploitation et l'entretien. Anderson et coll. (1985) et Otis (s.d.) ont montré cette corrélation directe sur des filtres chargés à 200 litres par mètre carré par jour dont le milieu était un sable «Ottawa» d'un diamètre effectif de 0,20 millimètre. En optimisant le rendement des unités de prétraitement, la durée de vie du filtre a augmenté et l'effort d'entretien a diminué. Le coût additionnel consenti au prétraitement est donc plus que rentabilisé par l'optimisation du rendement épuratoire et de l'intervalle entre les périodes d'entretien.

### *Le milieu filtrant*

Le choix d'un milieu de traitement adéquat est, dans le cas des filtres intermittents, de première importance; en effet, le diamètre effectif ( $D_{10}$ ) de la fraction granulaire du milieu affecte:

1. La quantité d'eau usée que l'on peut appliquer;
2. Le taux d'application de cette eau usée;
3. La profondeur de pénétration de la matière organique dans le milieu;
4. La qualité de l'effluent traité.

Un milieu trop grossier abaisse le temps de rétention à un point où la décomposition biologique ne peut s'effectuer. À l'inverse, un milieu trop fin limite la quantité d'eau usée que l'on peut appliquer. Une caractérisation du milieu basée uniquement sur son diamètre effectif, est généralement insuffisante; ainsi, des sables caractérisés par un diamètre effectif semblable, mais ayant un coefficient d'uniformité différent, peuvent produire des performances épuratoires significativement différentes (Anderson et coll., 1985). Le milieu recommandé doit posséder un diamètre effectif qui peut varier d'un minimum de 0,40 millimètre à près de 1,5 millimètre (exception faite des filtres à recirculation où le diamètre effectif peut aller à 4,0 mm). Le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) devrait toujours être inférieur à 4,0, et de préférence inférieur à 2,0.

La distribution stratigraphique de matériaux de granulométries différentes est également un facteur non négligeable. Un changement brusque de texture peut contribuer à créer des zones de saturation qui peuvent limiter le transfert d'oxygène, favoriser le colmatage et conséquemment réduire l'action du filtre à un effet de tamisage des particules. Il va de soi que l'utilisation d'un milieu caractérisé par un  $C_u$  inférieur à 4,0 minimise ce problème potentiel.

### *L'épaisseur du milieu filtrant*

Historiquement, l'épaisseur du milieu variait de 0,9 à 2,40 mètres (Mancl et Peeples, 1991). Les premières études portant sur des filtres intermittents ont rapidement permis de conclure que la plus grande partie du traitement se manifeste dans les premiers 30 centimètres du filtre. Des études plus récentes confirment ces résultats mais exposent néanmoins la pertinence de maintenir une épaisseur minimale supérieure à 60 centimètres; en effet, une épaisseur insuffisante ne peut garantir un transfert adéquat de l'oxygène et limite ainsi l'effet épuratoire du milieu (voir article 3.6.6). Dans cet esprit, l'ajout d'isolant à la surface des filtres peut nuire à leur efficacité de traitement. Il faut donc composer avec les avantages et inconvénients relatifs de l'isolation: maintien de la température et diminution de l'aération. Des efficacités d'oxydation de l'azote supérieures à 80% ont été obtenues sur des filtres à sable fin (0,20 mm  $\emptyset$ ) à haut taux de charge (200 L/m<sup>2</sup>-d) mais seulement pour des épaisseurs supérieures à 1,2 mètre. Il semble donc important de maintenir une profondeur suffisante pour que la zone capillaire n'intervienne pas dans la zone non-saturée essentielle au traitement. Pour ces raisons, la majorité des filtres construits depuis 20 ans ont une profondeur pouvant varier entre 60 et 110 centimètres (Otis, s.d.). Les filtres plus profonds tendent à produire une qualité d'effluent plus constante et semblent moins affectés par l'effet des fortes précipitations et de la fonte des neiges (Anderson et coll., 1985).

### *Le taux de charge hydraulique*

Le taux de charge est normalement exprimé en litres par mètre carré par jour ou en centimètres par jour (1 cm/d = 10 L/m<sup>2</sup>-d); il varie à travers la littérature de 3,1 à 20,4 centimètres par jour. Les taux les plus élevés sont appliqués aux milieux à granulométrie plus grossière et à ceux qui reçoivent un effluent primaire de meilleure qualité.

Dans un projet de recherche réalisé entre 1948 et 1951, Furman, Calaway et Grantham (1955) ont comparé la capacité hydraulique de différents milieux. Ils ont graduellement augmenté le taux de charge appliqué à des filtres expérimentaux jusqu'à ce que ces filtres colmatent; l'eau usée était appliquée à raison de deux doses par jour. Après 36 mois d'opération, les filtres dont le milieu avait un diamètre effectif ( $D_{10}$ ) inférieur à 0,45 millimètre ont colmaté avec un taux de charge hydraulique de 275 litres par mètre carré par jour durant les derniers six mois; l'efficacité de traitement de ces filtres est demeurée la même jusqu'à la fin et aucune détérioration de la qualité de l'effluent n'a été mesurée. Avec un sable de 1,04 millimètre de diamètre effectif ( $D_{10}$ ), et un taux de charge hydraulique allant de 160 à 390 litres par mètre carré par jour pendant 40 mois, le filtre n'a montré aucun signe de colmatage et a maintenu un rendement de 67% à 82% pour la DBO<sub>5</sub>. À notre connaissance, ces résultats n'ont pas été contredits à ce jour.

Des travaux récents réalisés à l'université de Californie (Davis) établissent à 0,6 millimètre ( $C_u < 3,0$ ) le diamètre optimal du milieu filtrant des F.I.S.P. et à 2,5 millimètres ( $C_u < 2,5$ ) celui des F.I.R. (Ball, comm. pers.).

### *Le taux de charge massique*

Bien que l'importance du taux de charge massique soit très peu discutée dans la littérature, certaines études antérieures ont établi que la performance épuratoire d'un filtre intermittent était en partie fonction de l'accumulation du matériel organique dans le filtre. Pour pallier aux différences souvent appréciables dans la charge organique appliquée, le taux de charge hydraulique est ajusté pour un type particulier d'eaux usées. C'est d'ailleurs pourquoi on admet généralement une augmentation du taux de charge hydraulique proportionnelle à l'augmentation d'efficacité du prétraitement (diminution de la charge organique appliquée) (Anderson et coll., 1985). D'un autre point de vue, il est clair que le colmatage accéléré observé en hiver (article 3.6.5) est moins marqué lorsque le taux de charge massique est réduit. Par ailleurs, pour les eaux usées provenant d'installations commerciales comme les restaurants dont la charge est très élevée, il peut être nécessaire d'ajouter une étape de traitement pour réduire la charge avant de traiter les eaux dans un élément épurateur.

### *La température*

La température influence directement plusieurs facteurs qui tous ensemble contribuent à la stabilisation de la charge polluante dans le filtre. Parmi ceux-ci, mentionnons:

1. Le taux de croissance et de décroissance des microorganismes;
2. La vitesse des réactions chimiques;
3. Les mécanismes d'adsorption.

La performance épuratoire sur des filtres intermittents installés dans des conditions climatiques douces devrait normalement être meilleure. Pour nous, du Québec, la problématique de la température revêt une importance primordiale. Ainsi, pour les milieux froids, il a été suggéré que la température devrait être considérée au moment de la mise en route d'une telle filière de traitement (Anderson et coll., 1991).

Par ailleurs, Dymond (1981) a fait état de problèmes d'opération potentiels des filtres à accès libre en climat froid: gel et obstructions des conduites de distribution disposées en surface. Les instigateurs des F.I.R. (Hines et Favreau, 1974) suggèrent quant à eux de réduire le taux de recirculation des eaux au minimum pendant la période hivernale de manière à conserver des conditions optimales de température. Loudon et coll. (1984 et 1986) ont pour leur part expérimenté l'utilisation de ces filtres intermittents pour des conditions similaires à celles du nord-est américain. Ils prétendent que de simples prescriptions de conception et d'opération peuvent contrer les effets du gel sur ces filtres exposés. Enfin Belicek et coll. (s.d.) ajoutent à ces précautions de base en suggérant d'isoler les réservoirs et le filtre. Dans l'état de New-York, les filtres de Portville et de Fillmore fonctionnent sans difficulté durant l'hiver sans isolant (voir chapitre 4, études de cas).

Finalement, il ne se dégage présentement aucun consensus quant à la pertinence d'isoler les filtres; dans l'ensemble, l'influence bénéfique de l'isolation au plan de la température pourrait être annulée par la diminution de l'aération. La présence d'évents aide à l'aération, mais pourrait nuire au maintien de la température. Il existe toutefois des aérothermes (Dexon Canada); posés sur les événements, ceux-ci pourraient réchauffer l'air admis. La question du froid, de l'isolation et de l'aération demeure toutefois sujette à interprétation selon les régions.

#### *L'alimentation et le dosage*

La méthode d'application revêt également une grande importance pour les filtres intermittents. La méthode retenue doit à la fois assurer une distribution uniforme de l'effluent à traiter et des temps de repos suffisants entre chaque application de manière à garantir l'aération du milieu.

La fréquence du dosage est généralement choisie selon la texture du médium; les premières études techniques recommandaient de doser une fois par jour, alors que d'autres plus récentes concluent à de meilleures performances avec des dosages plus fréquents, soit deux fois par jour pour un sable caractérisé par un diamètre effectif de 0,25 à 0,46 millimètre (Otis, s.d.; Anderson et coll., 1985). Pour des filtres intermittents à milieu plus grossier que 0,45 millimètre, il a été établi que la performance obtenue est meilleure lorsque la fréquence de dosage est supérieure à deux fois par jour; la raison principale invoquée est la plus faible capacité de rétention de l'eau des milieux grossiers.

Dès 1948, un important projet de recherche portant sur les filtres à sable a porté sur la relation entre l'efficacité de traitement et le taux de charge hydraulique appliqué au filtre, le diamètre du milieu filtrant et la fréquence de dosage (Furman et coll., 1955). Les résultats démontrent que l'efficacité de traitement augmente lorsque les doses sont plus fréquentes (24/d) dans les milieux de diamètre effectif ( $D_{10}$ ) supérieur à 0,45 millimètre. Ce concept est d'ailleurs appliqué avec beaucoup de succès sur les filtres intermittents à recirculation qui souvent sont caractérisés par des fréquences de dosage de l'ordre de une fois par 30 minutes (Hines et Favreau, 1974).

#### *L'état de l'interface d'application*

L'apport de particules fines provenant souvent du gravier, la compaction du milieu de traitement par la machinerie et le masquage d'une partie de la surface d'infiltration par le gravier qui la recouvre sont trois facteurs critiques qui peuvent ralentir significativement la vitesse d'infiltration de l'eau dans le sol (Amerson et coll., 1991; Tyler et Converse, 1994). Pour contrer ce phénomène, des techniques et des dispositifs d'application des eaux usées sans gravier ont été mis au point (Nichols, 1993).

## *Sommaire*

Le tableau 3-11 résume les tendances principales entre ces différents facteurs, l'efficacité de traitement, les intervalles d'entretien et le coût associé.

Parallèlement, le tableau 3-12 établit, pour ces paramètres de conception, des valeurs de la pratique courante. Ces valeurs tirées du manuel de conception de la US EPA (1980) et de Tchobanoglous et Burton (1991) doivent être considérées comme des balises et non comme des critères optimum applicables à tout projet.



**Tableau 3-11 L'influence des paramètres de conception**

<b>Paramètres de conception</b>	<b>Qualité de l'effluent</b>	<b>Degré de performance (longévité des filtres avant entretien)</b>	<b>Coût</b>
<b>Augmentation de l'efficacité du prétraitement</b>	augmente	augmente	diminue
<b>Augmentation du diamètre effectif du milieu filtrant (Cu &lt; 4,0)</b>	diminue	augmente	fonction de la disponibilité locale
<b>Augmentation de la profondeur du filtre</b>	très peu d'effet passé 0,6 - 0,9 m	très peu d'effet passé 0,6 - 0,9 m	augmente
<b>Augmentation du taux de charge hydraulique</b>	diminue	diminue	diminue
<b>Augmentation du taux de charge massique</b>	diminue	diminue	diminue
<b>Augmentation de la température de fonctionnement du filtre</b>	augmente	augmente	diminue
<b>Augmentation de la fréquence du dosage</b>	augmente	augmente	très peu d'effet

Source: Anderson et coll. (1985)

**Tableau 3-12 Les critères de conception typiques des filtres intermittents**

Critères de conception	F.I.E.	F.I.S.P.	F.I.R.
<b>Prétraitement</b>	Sédimentation (fosse septique ou équivalent)		
<b>Milieu filtrant</b>	sable et gravier (lavé, durable et préférablement à grains arrondis)		
<b>Matériel</b>			
<b>Diamètre effectif <math>D_{10}</math> (mm)</b>	0,25 - 1,0	0,25 - 1,0	1,0 - 5,0
<b>Profondeur (cm)</b>	60 - 90	60 - 90	60 - 90
<b>Taux de charge hydraulique (<math>L/m^2-d</math>)</b>	< 61	82 - 204	122 - 204
<b>Taux de charge massique (<math>kg\ DBO_5/m^2-d</math>)</b>	< 0,024	< 0,024	< 0,024
<b>Température de l'eau (<math>^{\circ}C</math>)</b>	> 5	> 5	> 5
<b>Fréquence de dosage (<math>d^{-1}</math>)</b>	> 2	> 2	48
<b>Taux d'application</b>	N/A	N/A	3/1 à 5/1

Source: Anderson et coll. (1985)

### **3.7.8**

#### ***L'évacuation de l'effluent des filtres intermittents***

Dans plusieurs états américains, il n'est pas permis de rejeter un effluent de filtre communautaire dans les eaux de surface; l'effluent doit donc être réinjecté dans le sol naturel. Cette contrainte a favorisé le développement de la technique des tranchées d'évacuation de l'effluent dans le sol naturel, avec distribution sous faible pression.

Pour optimiser l'espace et les coûts, on suppose qu'il n'y aura pas de tranche colmatée à l'interface d'infiltration; le taux de charge hydraulique peut donc être fixé en fonction de la conductivité hydraulique saturée du sol récepteur, du gradient hydraulique, de la profondeur de la nappe et de la tension capillaire dans le sol, selon les principes de capacité hydraulique discutés plus haut (article 3.6.2).

En pratique, Ronayne et coll. (1982), Wert et Paeth (1985), Jenssen et Siegrist (1991), Loudon et Birnie (1991) et Tyler et Converse (1994) recommandent d'utiliser un taux de charge hydraulique 5 à 8 fois ou même 16 fois plus élevé que s'il s'agissait d'un épandage d'effluent primaire. Ces auteurs soulignent toutefois l'importance d'éviter d'intercepter la nappe en période de nappe haute ou de capter les eaux de ruissellement. En fait, plus la nappe est profonde, plus l'infiltration est rapide à cause de la plus grande tension capillaire.

La seule contrainte à respecter est la capacité d'évacuation du site qui, si elle est insuffisante, peut se solder par une remontée excessive du niveau de la nappe phréatique et créer une résurgence. Il est donc nécessaire de procéder à un bilan hydraulique et, au besoin, d'optimiser la géométrie des tranchées pour s'assurer d'évacuer l'eau sans difficulté.

Il demeure bien sûr essentiel de vérifier la localisation des puits pour éviter les risques de contamination par les nitrates et par les organismes pathogènes.

### 3.8

#### LE CONTRÔLE DE L'AZOTE

L'azote contenu dans les eaux usées se présente sous différentes formes: azote organique inclus dans les corps microbiens, composés organiques solubilisés ou en suspension, azote ammoniacal dissous. On ne trouve pas de forme oxydées, nitreuses ( $\text{NO}_2$ ) ou nitriques ( $\text{NO}_3$ ) à la sortie de la fosse septique. L'azote est recyclable dans l'atmosphère au même titre que le carbone. Il est exportable par les végétaux et emmagasinable dans le sol.

Pour préserver la qualité des nappes d'eau souterraines dont l'usage principal est réservé à l'alimentation en eau potable, il convient d'être particulièrement attentif au devenir de l'azote dans le sol et d'établir le risque réel de contamination des sources d'approvisionnement en eau potable. En effet, les prélèvements d'eau souterraine sont actuellement de plus en plus compromis par l'accroissement inquiétant des concentrations en azote et en particulier en nitrates (encore faut-il tenir compte des épandages d'engrais en agriculture). Rappelons que les eaux usées en provenance d'une fosse septique peuvent contenir de 60 à 100 milligrammes par litre d'azote (Rouhart, 1986; Eastburn et Ritter, 1984) et que la concentration en nitrates (N) conseillée par les normes de potabilité des eaux souterraines livrées à la consommation est de 10 milligrammes par litre (Q-2,r.4.1).

#### 3.8.1

##### La nitrification

La nitrification est un processus qui, dans des conditions favorables à l'oxydation (aérobiose, pH basique, température normale) et dès lors défavorables à l'accumulation d'ammoniaque et à sa migration vers la nappe, transforme l'azote organique en azote minéral et en définitive en nitrites et nitrates. Les principaux agents de cette oxydation sont les bactéries aérobies du genre *Nitrosomonas* et *Nitrobacter* qui utilisent le gaz carbonique comme substrat carboné.

#### 3.8.2

##### La dénitrification

La dénitrification est la réduction par voie microbienne des nitrates à l'état gazeux ( $\text{N}_2\text{O}$  et  $\text{N}_2$ ). Ce mécanisme se déroule lorsque les conditions suivantes sont remplies:

1. Nitrification préalable en aérobiose;
2. Présence d'une zone anaérobie;
3. Présence d'un substrat organique carboné (toujours présent dans les effluents);
4. Température aussi élevée que possible (optimum situé entre 60 et 65°C) et pH basique.

### 3.8.3

#### Les procédés de dénitrification

Whitmyer et coll. (1991) ont récemment produit une revue et une analyse exhaustive des différents procédés de dénitrification qui se regroupent comme suit:

1. Les procédés basés sur une ségrégation des eaux grises et noires (figure 3-20);
2. Les procédés physico-chimiques (figure 3-21);
3. Les procédés biologiques (figure 3-22).

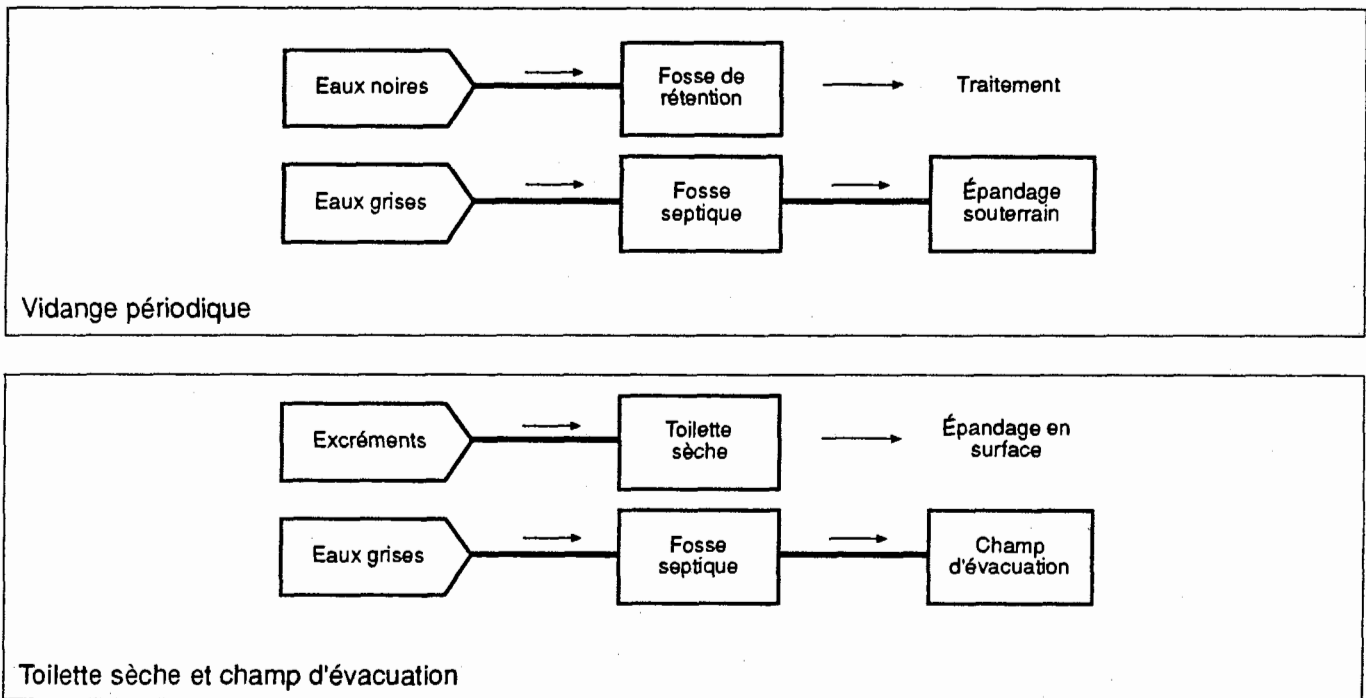
Les auteurs citent certaines données de performance moyenne obtenue avec ces différentes options. Le tableau 3-13 illustre ces performances épuratoires type:

Tableau 3-13 La dénitrification

Procédé	Efficacité moyenne obtenue	
	Pourcentage enlèvement	Concentration effluent mg/L-N <sub>t</sub>
Ségrégation	60 à 90%	4 - 18
Physico-chimique	≥ 90%	≤ 4
Biologique	50 à 60%	18 - 22

Ceux-ci notent que certaines filières comme les filtres intermittents à recirculation avec un filtre anaérobie et une source externe de carbone (souvent du méthanol) peuvent, pour des conditions de température supérieures à 10°C, atteindre une efficacité d'enlèvement de l'azote supérieure à 90%. Une étude spécifique sur cette approche (Sack et coll., 1988) confirme cette hypothèse. Whitmyer et coll. (1991) soulignent, pour leur part, que les avenues de recherche actuellement les plus prometteuses pour le contrôle de l'azote (dénitrification) sont:

1. L'utilisation de lits de tourbe aérobie avec zone de contact anaérobie;
2. Les filtres recirculants conçus pour favoriser les processus de dénitrification sans pour cela diminuer leur rendement;
3. Le procédé «Ruck» (Laak, 1986).



**Figure 3-20 Les procédés de dénitrification par ségrégation**

Source: Whitmyer et autres (1991)

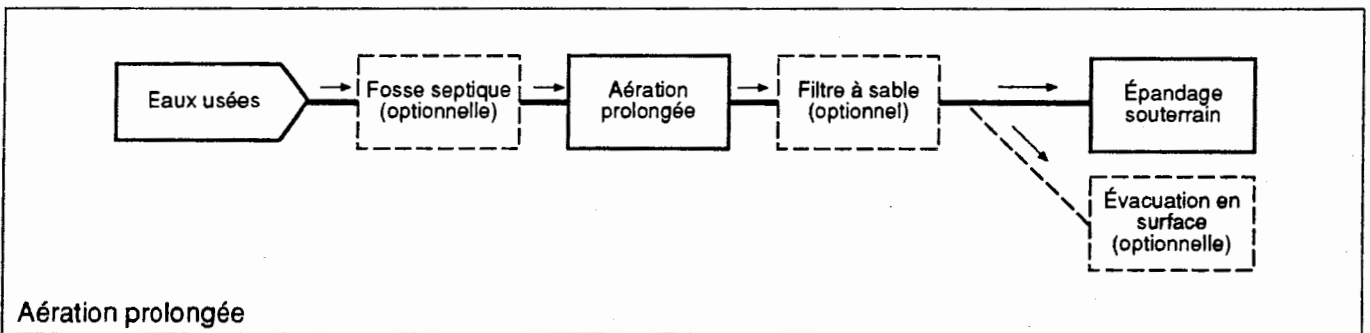
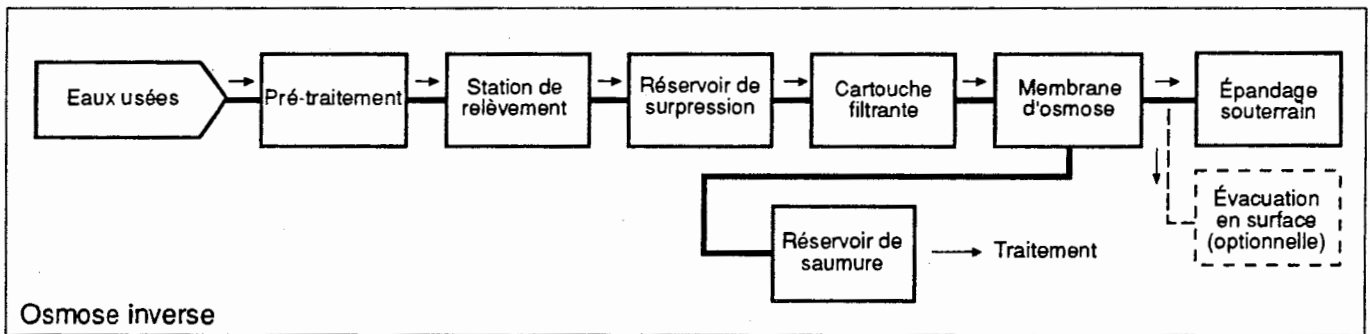
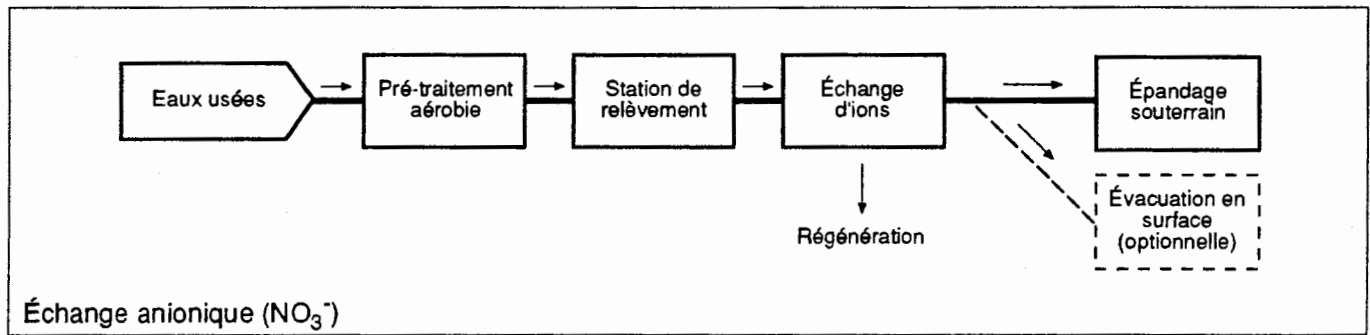
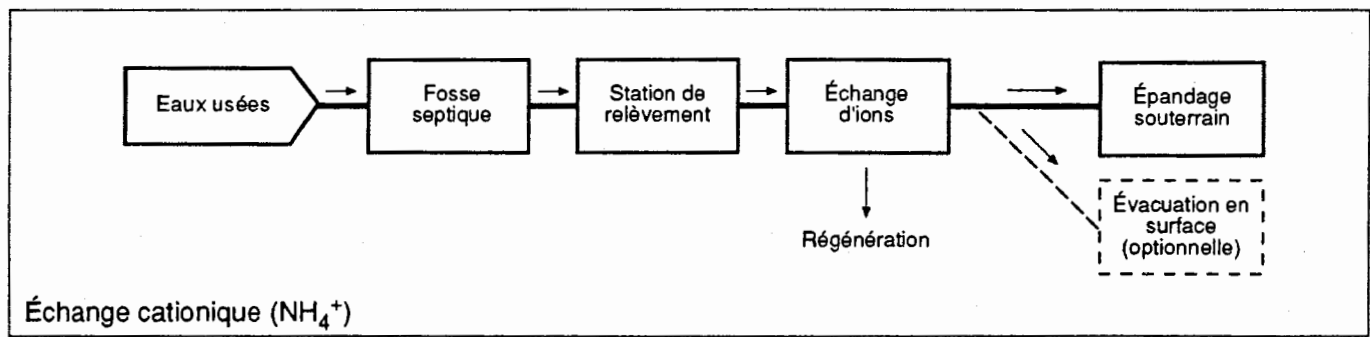


Figure 3-21 Les procédés physico-chimiques de dénitrification

Source: Whitmyer et autres (1991)

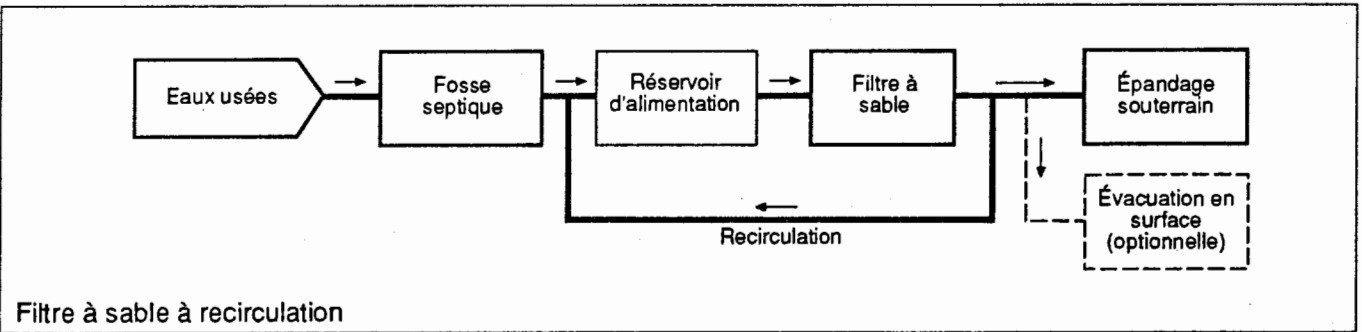
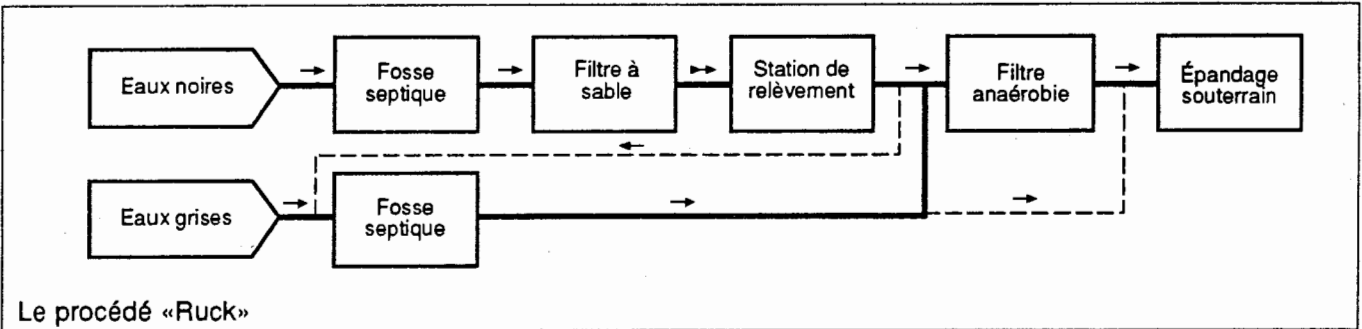
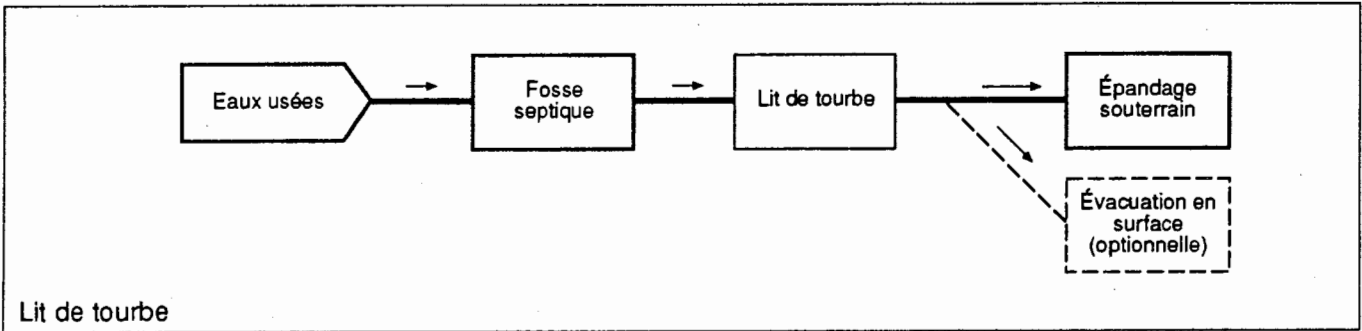
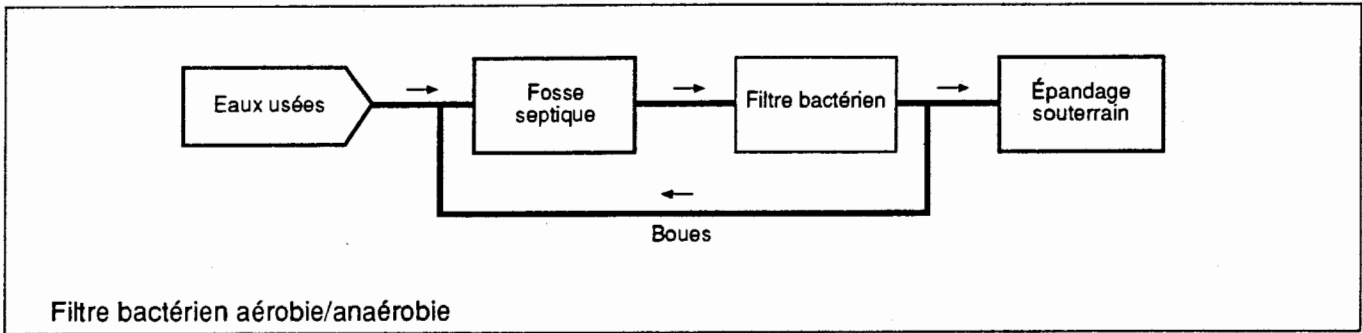
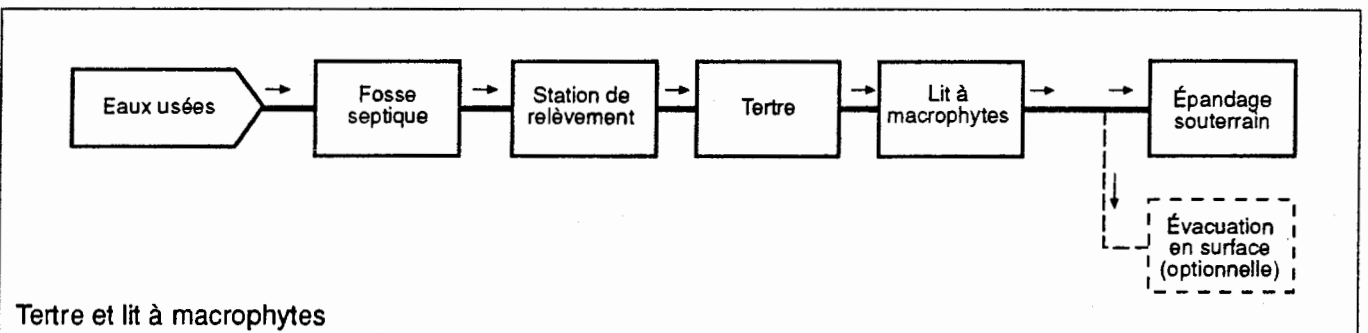
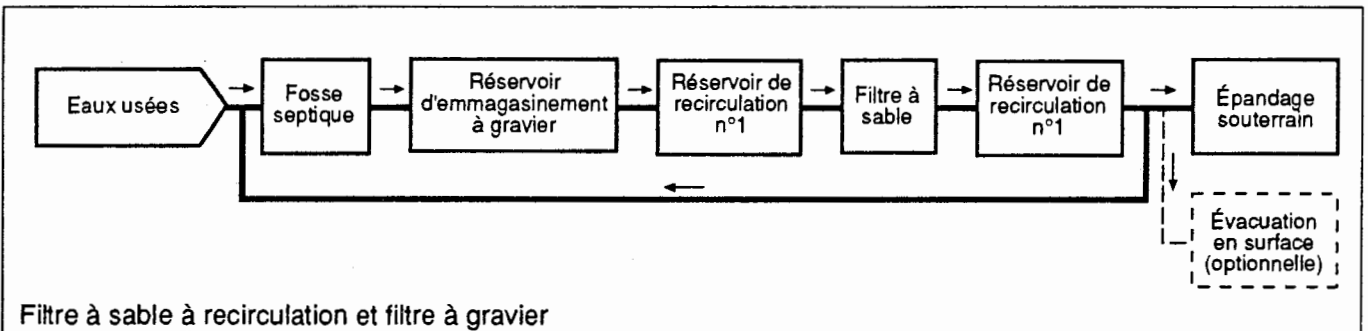
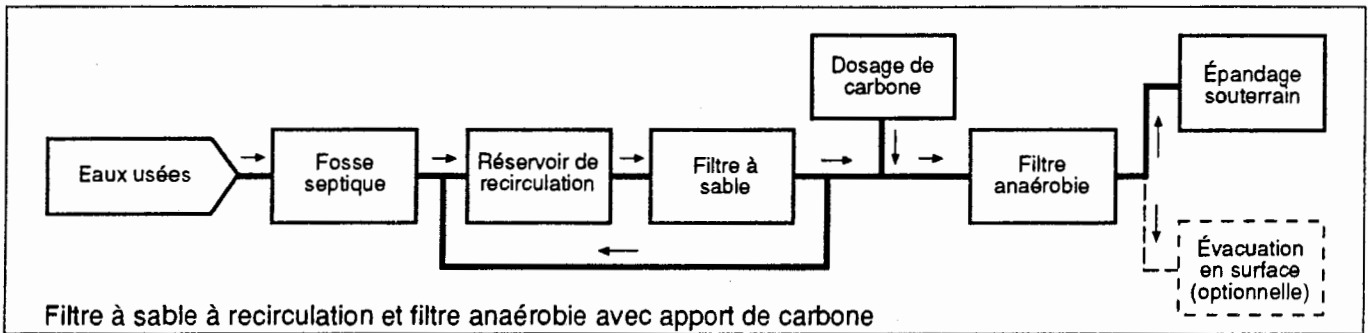
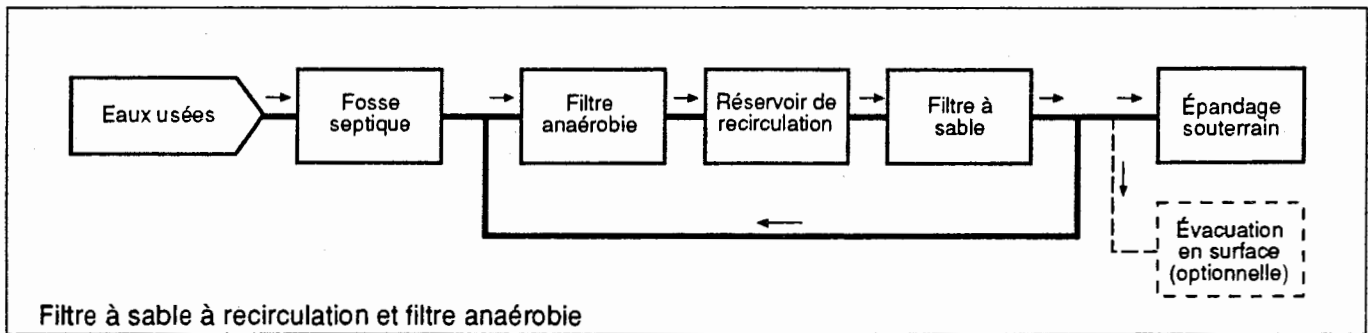


Figure 3-22 Les procédés biologiques de dénitrification (1/2)

Source: Whitmyer et autres (1991)





**Figure 3-22 Les procédés biologiques de dénitrification (2/2)**

Source: Whitmyer et autres (1991)

### **3.9**

#### **LES AXES DE DÉVELOPPEMENT**

Au cours des dernières années, l'effort fourni pour la recherche et le développement de technologies innovatrices a été principalement dirigé vers l'utilisation de matériaux à haut rendement hydraulique comme la tourbe, les géotextiles et la mousse expansée. Ces matériaux offrent des surfaces de filtration par unité de volume très élevées permettant de concevoir des unités de traitement très compactes. Ces travaux font l'objet de présentations et sont maintenant à l'étape de démonstration.

### **3.10**

#### **CONCLUSION**

Cette revue de la littérature a permis de faire le portrait des connaissances dans le domaine de l'assainissement par installations septiques. Ce qui ressort n'est pas tant la somme d'information, mais la complexité des interrelations entre les facteurs en jeu; c'est peut-être ce qui explique les réticences observées partout face à la conception et à l'utilisation de ces filières qui misent sur des processus naturels, donc complexes, pour traiter les eaux usées.

## BIBLIOGRAPHIE

- Amerson, R.S., E.J. Tyler et J.C. Converse (1991). «Infiltration as Affected by Compaction, Fines and Contact Area of Gravel», In: *On-Site Wastewater Treatment, vol. 6*, Proceedings of the Sixth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems, 16-17 December, Chicago, Ill., p. 243-247.
- Anderson, D.L., R.L. Siegrist et R.J. Otis (1985). *Technology Assessment of Intermittent Sand Filters*, EPA Municipal Environmental Research Lab., Office of Research and Development, 31 p.
- Ball, H.L. (1991). «Sand Filters: State of the Art and Beyond», In: *On-Site Wastewater Treatment, vol. 6*, Proceedings of the Sixth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems, 16-17 December, Chicago, Ill., p. 105-113.
- Bauman, B.J. et W.M. Shafer (1984). «Estimating Ground-Water Quality Impacts from On-site Sewage Treatment Systems», In: *On-Site Wastewater Treatment vol. 4*, Proceedings of the Fourth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems, 10-11 December, New Orleans, LA, p. 285-294.
- Belicek, J., J.F.J. Zaal et R.L. Kent (1986). «A Recirculating Intermittent Sand Filter System for On-Site Wastewater Treatment», In: *Compte rendu du 9e symposium sur le traitement des eaux usées au Canada*, Montréal, Québec, p. 87-110.
- Bernier, B. et J.-L. Robert (1992). *Bassin de sédimentation primaire pour les très petites municipalités - rapport final*, Étude financée par la Société québécoise d'assainissement des eaux et le ministère de l'Environnement du Québec, 157 p., annexe, en révision.
- Bounds, T. (s.d.). «Glide Audit 1986-1987 - Summary of Sludge and Scum Accumulation Rates», *Small Flows* (pour publication).
- Bounds, T.R. (1994 a). «Septic Tank Sizes for Large Flows», In: *On-Site Wastewater treatment*, Proceeding of the Seventh International Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems, ASAE, Atlanta.
- Bounds, T.R. (1994 b). «Septic Tank Septage Pumping Intervals», In: *On-Site Wastewater treatment*, Proceeding of the Seventh International Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems, ASAE, Atlanta.

- Brissaud, F., C. Joseph, A. Schmitt et F. Lefevre (1991). «L'épuration par infiltration: éléments théoriques et applications», In: *Progrès récents dans la connaissance des aquifères continus et discontinus (SHF)*, XXIe journées de l'hydraulique, Sophia Antipolis, 29-31 janvier, 1991, s.p.
- Brooks, J.L. (1986). «The Use of Peat for Wastewater Treatment and Pollution Abatement in Maine», In: *Appropriate Wastewater Management Technologies for Rural Areas Under Adverse Conditions*. Halifax, N.-É., Canada, p. 295-302.
- Brooks, J.L. (1988). «Sphagnum Peat Offers Solution to Maine's Challenging Soils», In: *Small Flows*, June 1988, p. 13.
- Brown, J.L. et R.S. Farnham (1976). «Use of Peat for Wastewater Filtration - Principles and Methods», In: *Proceedings of the 5th International Peat Congress*, Pozan, Poland, p. 349-357.
- Buelna, G. et G. Bélanger (1990). «Biofiltration à base de tourbe utilisé pour le traitement des eaux usées de petites municipalités», *Sciences et Techniques de l'eau*, 23: 259-264.
- Campos, M.M. (1984). «Innovative Wastewater System for a Small Community», In: *Proceeding of the 1984 Specialty Conference on Environmental Engineering*, ASCE, Los Angeles, CA, 25-27 June, 1984, p. 661-666.
- Campos, M.M. (1985). «Innovative Wastewater Collection and Treatment - Miranda, California», In: *1985 International Symposium on Urban Hydrology, Hydraulic Infrastructure and Water Quality Control.*, Univ. du Kentucky, 23-25 June, 1985, p. 31-35.
- Canter, L.W. et R.C. Knox (1986). *Ground Water Pollution Control*, Lewis Publishers, Inc.
- Charles, M., D. Waller et D. Pask (1989). «Evaluation of Contour Trench Systems in Nova Scotia», *International Summer Meeting jointly sponsored by the ASAE and the CSAE*, Québec, Québec, 25-28 June, 1989, Paper no 89-2170, 18 p.
- Cherier, G., J. Lesavre et A. Zairi (1991). «Contrôle de l'humidité d'un massif épurateur par résistivité», In: *Progrès récents dans la connaissance des aquifères continus et discontinus (SHF)*, XXIe Journées de l'hydraulique, Sophia, Antipolis, 29-31 janvier, s.p.
- Cochet, C., Y. Baudry et J.-P. Dautais (1986). *Assainissement autonome: guide pour le choix des filières*, Programme interministériel Rexcoop, C.S.T.B., s.p.

- Converse, J.C. et E.J. Tyler (1985). «The Wisconsin Mound System-Siting, Design, and Construction», In: *On-Site Waste Water Treatment: Environmental Significance, Proceedings of the 5th Northwest On-Site Waste Water Treatment Short Course*, 10-11 septembre, Univ. of Washington, Seattle, WA, s.p.
- Converse, J.C. et E.J. Tyler (1986). *The Wisconsin Mound Soil System - Siting Design, and Construction Manual*, Small Scale Waste Management Project, School of Natural Resources, Univ. of Wisconsin-Madison, s.p.
- Dautais, J.-P. (s.d.). *Réacteur sol artificiel, utilisation de l'espace souterrain - application à l'assainissement autonome et collectif*, Études et recherches du CSTB, Paris, 26 p.
- DHUD (Synetics Group, Inc. et R.F. Weston, Inc.) (1985). *A Reference Handbook on Small-Scale Technology*, U.S. Department of Housing and Urban Development, Office of Policy Development and Research, Washington D.C., s.p.
- Dubé, J.-P. et Y. Barabé (1991). *Guide technique sur la conception des installations septiques communautaires (petites agglomérations)*, document préparé pour la Société québécoise d'assainissement des eaux et le ministère de l'Environnement du Québec, s.p., révisé.
- Dubé, J.-P., C. Roy et J. de Villers (1991). «Modélisation et suivi des impacts hydrologique et thermique du traitement des eaux usées par infiltration dans le sol dans le moyen-nord québécois», *Sciences et Techniques de l'Eau* 24: 257-266.
- Dymond, R.L. (1981). *Design Considerations for Use of On-Site Sand Filters for Wastewater Treatment (Summary, Recommendations, and Reference List)*, Appendice A, thèse de maîtrise, Univ. de Pennsylvania, 35 p.
- Eastburn, R.P. et W.F. Ritter (1984). «Denitrification in On-site Wastewater Treatment Systems - A Review», In: *On-Site Wastewater Treatment (ASAE) Proceedings of the Fourth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, 10-11 December, New Orleans, LA, p. 305-313.
- E.A.T. Environnement Inc. (1989). *Traitement de seaux usées du centre expérimental de l'IREQ à Varennes*, étude, plans et devis préparés pour Hydro-Québec, 215-89.
- E.A.T. Environnement Inc. (1991). *Suivi environnemental des systèmes expérimentaux de traitement des eaux usées - Atelier et campement LG4, aérogare LG3*, rapport final préparé pour Hydro-Québec, région La Grande Rivière, 234-90.

- E.A.T. Environnement Inc. (1991). *Suivi environnemental 1991 - Campement Km 257*, rapport préparé pour Hydro-Québec, géologie et structures, 307-91.
- E.A.T. Environnement Inc. (1991). *Installations septiques communautaires*, rapport préparé pour la SQAE et le MENVIQ, PARDE-URBAIN 91-3, 299-91.
- E.A.T. Environnement Inc. (1992). *Les réseaux d'égout alternatifs*, 3 volumes, guides techniques préparés pour la SQAE et le MENVIQ, 220-90.
- Finnemore, E.J. et N.N. Hantzsche (1983). «Ground-Water Mounding Due to On-Site Sewage Disposal», *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* 109: 199-210.
- Finnemore, E.J. (1994). «Water Table Rise in Layered Soils Due to Onsite Sewage Disposal», In Bounds, T.R. (1994 a). «Septic Tank Sizes for Large Flows», In: *On-Site Wastewater treatment*, Proceeding of the Seventh International Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems, ASAE, Atlanta.
- Furman, T.d., W.T. Calaway et G.R. Grantham (1955). «Intermittent Sand Filters-Multiple Loadings», *Sewage and Industrial Wastes* 27 (3): 261-276.
- Gross, M. et D. Mitchell (1984). «Biological Virus Removal from Household Septic Tank Effluent», In: *On-Site Wastewater Treatment (ASAE), Proceedings of the Fourth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, 10-11 December, New Orleans, LA, p. 295-304.
- Hargett, D.L., E.J. Tyler, J.C. Converse et R.A. Apfel (1984). «Effects of Hydrogen Peroxyde As a Chemical Treatment for Clogged Wastewater Absorption Systems», In: *On-Site Wastewater Treatment (ASAE) Proceedings of the Fourth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, 10-11 December, New Orleans, LA, p. 273-283.
- Healy, K.A. et R. Laak (1974). «Site Evaluation and Design of Seepage Fields», *Journal of the Environmental Engineering Division* 100: 1122-1146.
- Hines, M. et R.E. Favreau (1974). «Recirculating Sand Filters: An Alternative to Traditional Sewage Absorption Systems», *Proceedings Natl. Home Sewage Disposal Symposium*, Chicago, Ill., p. 130-136.
- Janni, K.A., J.C. Nye, D.D. Jones, G.W. Krutz et J.E. Yahner (1978). «Finite Element Analysis of Effluent Flow from Subsurface Sewage Disposal Fields», *1978 Summer Meeting American Society of Agricultural Engineers*, Logan, Utah, 27-30 June, paper no 78-2059, 15 p.

- Jaynes, D.B. et E.J. Tyler (1984). «Two Simple Methods for Estimating the Unsaturated Hydraulic Conductivity for Septic System Absorption Beds», In: *On-Site Wastewater Treatment (ASAE) Proceedings of the Fourth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, 10-11 December, New Orleans, LA, p. 165-168.
- Jenssen, P.D. et R.L. Siegrist (1991). «Integrated Loading Rate Determining for Wastewater Infiltration System Sizing», In: *On-Site Wastewater Treatment, vol. 6 Proceedings of the Sixth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, 16-17 December, Chicago, Ill., p. 122-191.
- Kreissl, J.F. (1982). «On-Site Wastewater Disposal Research in the United States», In: *Alternative Wastewater Treatment*, D.Reidel Publishing Co, p. 45-71.
- Küster, E. (s.d.). «Microbiology of Peat», *Environmental Biogeochemistry and Geomicrobiology*, chap. 34, p. 439-449
- Laak, R. (1986). «The Ruck Systems», In: *Appropriate Wastewater Management Technologies for Rural Areas under Adverse Conditions*, D.H. Waller et A.R. Townshend (éd.), Tech Press, Halifax, p. 253-259.
- Loudon, T.L., D.B. Thomson, L. Fay et L.E. Reese (1984). «Cold Climate Performance of Recirculating Sand Filters», In: *On-Site Wastewater Treatment (ASAE) Proceedings of the Fourth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, 10-11 December, New Orleans, LA, p. 333-342.
- Loudon, T.L., S.R. Wert, A.J. Gold et T.A. McCarl (1989). «Recirculating Sand Filters for Cold Regions», *International Summer Meeting jointly sponsored by the ASAE and the CSAE*, Québec, Québec, 25-28 June, Paper no 89-2173, 10 p.
- Machmeier, R. et M.J. Hansel (1979). «Development of Innovative/Alternative Sewage Treatment Regulations», In: *Winter Meeting of the ASAE*, December 11-14, New Orleans, LA, Paper No 79-2588, 32 p.
- Magner, J.A. (1984). «Evaluation Techniques for Large Drainfield/Mound Systems Under Varying Geologic Settings», In: *On-Site Wastewater Treatment (ASAE) Proceedings of the Fourth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, December 10-11, New Orleans, LA, p. 191-200.
- Mancl, K.M. et J.A. Peeples (1991). «One Hundred Years Later: Reviewing the Work of the Massachusetts State Board of Health on Intermittent Sand filtration of Wastewater from Small Communities», In: *On-Site Wastewater Treatment, vol. 6 Proceeding of the Sixth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, 16-17 December, Chicago, Ill., p. 22-30

- Marin, M. et E. Lampron (1995). «Accumulation des solides dans les fosses septiques au Québec». *Vecteur Environnement* 28 (5): 21-31.
- Maunoir, S., H. Philip, A. Rambaud et L.S. Philippi (1990). «Stimulation de la digestion anaérobie psychrophile de la cellulose par un bioactivateur pour fosse septique», *Environmental Technology* 11: 625-635.
- McLellan, J.K. et C.A. Rock (1986). «The Application of Peat in Environmental Pollution Control: A Review», *International Peat Journal* 1:1-14.
- Mott, T.D., D.D. Fritton et G.W. Peterson (1981). «Flow Calculations for Household Effluent Disposal in Elevated Sand Mounds», *Journal of Environmental Quality* 10:311-314.
- Nettles, D.L. et R.C. Ward (1984). «Design Methodology for a Large Scale Soil Absorption Bed for Septic Tank Effluent», In: *On-Site Wastewater Treatment, Proceedings of the Fourth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, December 10-11, New Orleans, LA, p. 314-332.
- Nichols, D.S. et D.H. Boelter (1982). «Treatment of Secondary Sewage Effluent with a Peat-Sand Filter Bed», *Journal of Environmental Quality* 11:86-92.
- Nichols, M.N. (1993). *Gravel Shadowing and Innovative Product Development*. NEHA Post Conference on Gravel Shadowing.
- Otis, R.J., N.J. Hutzler et W.C. Boyle (1975). «On-Site Household Wastewater Treatment Alternatives - Laboratory and Field Studies», In: *Water Pollution Control in Low Density Areas*, Proceedings of a Rural Environmental Engineering Conference, Hanover, NH, p. 241-265.
- Otis, R.J. (1984). «Design and Construction of Conventional and Mound Systems», *Rural Systems Engineering*, Madison, WI p. 367-399
- Otis, R.J. (1984). «Soil Clogging: Mechanisms and Control», In: *On-Site Wastewater Treatment Proceedings of the Fourth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, December 10-11, New Orleans, LA, p. 238-249.
- Otis, R.J. (1991). «Demythologizing the Septic Tank», In: *On-Site Wastewater Treatment, Proceedings of the Sixth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, 16-17 December, Chicago, Ill., P. 1-6.



- Otis, R.J. (s.d.). *Intermittent Sand Filters*, WWBLDMO6, Small Flows Clearinghouse, EPA, Morgantown, WV, 21 p.
- Pask, D.A., Casey, P.J., J.G. Vaughan et D. Thirumurthi (1984). «Recent Research and Developments in On-Site Sewage Disposal in Nova Scotia», In: *On-Site Wastewater Treatment, Proceedings of the Fourth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, December 10-11, New Orleans, LA, p. 155-164.
- Perley, D.G. (s.d.). «Use of Open and Buried Intermittent Sand Filters as a Low-Cost Cluster Treatment Alternative», In: *On-Site Wastewater Treatment Proceedings of the Fourth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, December 10-11, New Orleans, LA, p. 169-173.
- Philip, H., A. Rambaud et J. Bontoux (1984). «Étude expérimentale du fonctionnement des fosses septiques et de l'effet des bioactivateurs», *Journal Français d'Hydrologie* 15:21-34.
- Philip, H., A. Rambaud, B. Picot, M. Sabatier et M. Massari (1988). «Évolution des composés azotés dans une filière d'assainissement individuel», *Water Supply* 6:93-100.
- Philip, H., A. Rambaud et S. Maunoir (1994). «Fonctionnement et performances des fosses septiques au Québec». *Vecteur Environnement* 28 (5): 21-31.
- Ralph, D.J., D.H. Vanderholm et W.D. Lembke (1979). «Recirculating Sand Filters for On-Site Sewage Treatment in Areas with Soils Unsuitable for Seepage Fields», *1979 Winter Meeting American Society of Agricultural Engineers*, New Orleans, LA.
- Rambaud, A. (s.d.). *Assainissement des petites collectivités*, Univ. de Montpellier, Montpellier, s.p.
- Reed, S.C. (1990). *Natural Systems for Wastewater Treatment*, Manual of Practice FD-16. WPCF, Alexandria, VA, 270 p.
- Ronayne, M.P., R.C. Paeth et T.J. Osborne (1982). *Oregon Chapter 2: Recirculating Sand Filters*, Document no WWPCREO4, Small Flows Clearinghouse, EPA, Morgantown, WV, s.p.
- Rouhart, J. (1986). «L'épuration des eaux usées domestiques», *Trib. Cebedeau*, nos 513-514, 39, p. 1-54.
- Sack, W.A., A.T. Sandy et S.T. Dix (1988). «Utilization of Septic Tank Carbon to Enhance Nitrogen Removal in a Modified Recirculating Sand Filter System», In: *61st Annual Water Pollution Control Federation Conference*, October 2-6, Dallas, TX, 11 p.

- Sack, W.A., N.S. Warmate, L.A. Frich et S.T. Dix (1991). «Comparison for a Septic Tank - RSF System and an Extended Aeration - ISF System with Respect to Performance and Operational Problems», In: *On-Site Wastewater Treatment, vol. 6 Proceedings of the Sixth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, 16-17 December, Chicago, Ill., p.125-132.
- Sauer, P.A. et E.J. Tyler (1991). «Volatile Organic Chemical (VOC) Attenuation in Unsaturated Soil Above and Below an On-Site Wastewater Infiltration System», In: *On-Site Wastewater Treatment, vol. 6, Proceedings of the Sixth National Symposium on individual and Small Community Sewage Systems*, 16-17 December, Chicago, Ill., p. 76-85.
- Sherman, K.M. et D.L. Anderson (1991). « An Evaluation of Volatile Organic Compounds and Conventional Parameters from On-Site Sewage Disposal Systems in Florida», In: *On-Site Wastewater Treatment, vol. 6 Proceedings of the Sixth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, 16-17 December, Chicago, Ill., p. 62-75.
- Siegrist, R.L., D.L. Damann et J.C. Converse (1984). «Commercial Wastewater On-Site Treatment and Disposal», In: *Proceedings of the Fourth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*,
- Siegrist, R.L., R. Smed-Hildman, Z.K. Filip et P.D. Jenssen (1991). Humic Substance Formation During Wastewater Infiltration. In: *On-Site Wastewater Treatment, vol. 6 Proceedings of the Sixth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, 16-17 December, Chicago, Ill., p. 223-232.
- Simmons, J.D. et J.O. Newman (1982). *Small Diameter Sewer, WWBLDM13, Small Flows Clearinghouse*, EPA, Morgantown, WV, 45 p.
- Stenstöm, T.A. (s.d.). «Reduction of Pathogenic Microorganisms», in *Soil Infiltration Systems*, p 331-344.
- Tchobanoglous, G., et F.L. Burton (1991). *Wastewater Engineering: Treatment, Disposal and Reuse*, Metcalf & Eddy, Inc. - 3e éd., McGraw-Hill, New York, 1334 p.
- Tyler, E.J. et J.C. Converse (1984). «Soil Evaluation and Design Selection for Large or Cluster Wastewater Soil Absorption Systems», In: *On-Site Sewage Treatment - The Fourth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, December, ASAE, 12 p.

- Tyler, E.J., E.M. Drozd et J.O. Peterson (1991). «Estimating Wastewater Loading Rates Using Soil Morphological Descriptions», In: *On-Site Wastewater Treatment, vol. 6 Proceedings of the Sixth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, 16-17 December, Chicago, Ill., p. 192-199.
- Tyler, E.J., M.Milner et J.C. Converse (1991). «Wastewater Infiltration from Chamber and Gravel Systems», In: *On-Site Wastewater Treatment, vol. 6 Proceedings of the Sixth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, 16-17 December, Chicago, Ill., p. 214-222.
- Tyler, E.J. et J.C. Converse (1994). «Soil Acceptance of Onsite Wastewater as Affected by soil Morphology and Wastewater Quality», In: Bounds, T.R. (1994 a). «Septic Tank Sizes for Large Flows», In: *On-Site Wastewater treatment*, Proceeding of the Seventh International Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems, ASAE, Atlanta.
- U.S. EPA (1980). *On-Site Wastewater Treatment and Disposal Systems (Design Manual)*, Office of Research and Development & Office of Water Program Operations, Technology Transfer, Washington D.C., EPA/625/1-80-012, 395 p.
- U.S. EPA (prepared by W.C. Bowne, R.C. Naret et R.J. Otis) (1991). *Alternative Wastewater Collection Systems*, Office of Research and Development & Office of Water Program Operations, Technology Transfer, Washington D.C., EPA/625/1-91/024, 207 p.
- Uebler, R.L. (1984). «Effect of Loading Rate and Soil Amendments on Inorganic Nitrogen and Phosphorus Leached from a Wastewater Soil Absorption System», *Journal of Environmental Quality* 13:475-479.
- Uebler R.L., R. Marinshaw, S. Berkowitz et S. Steinbeck (1991). « A Simplified Technique for Groundwater Mounding Analysis», In: *On-Site Wastewater Treatment*, Proceedings of the Sixth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems, 16-17 December, Chicago, Ill., p. 201-205.
- Viraraghavan, T. et R. Kent (1983). *Septic Tank Effluent Treatment Using an Anaerobic Filter*, Canada Mortgage and Housing Corporation, External Research Program, 51 p.
- Viraraghavan, T. et S. Rana (1988). «Treatment of Septic Tank Effluent in a Peat Filter», In: *61st Annual Conference of the Water Pollution Control Federation at Dallas, Texas, October 3-6, 1988*, 21 p.
- Whitmyer, R.W., R.A. Apfel, R.J. Otis et R.L. Meyer (1991). «Overview of Individual On-Site Nitrogen Removal Systems». In: *On-Site Wastewater Treatment, Proceedings of the Sixth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, 16-17 December, Chicago, Ill., p. 143-154.