

Ministère de l'Environnement

**Guide pour l'étude
des technologies conventionnelles
de traitement des eaux usées
d'origine domestique**

Direction des politiques du secteur municipal

Service de l'expertise technique en eau

Février 2001

GUIDE POUR L'ÉTUDE
DES TECHNOLOGIES CONVENTIONNELLES
DE TRAITEMENT DES EAUX USÉES
D'ORIGINE DOMESTIQUE

Préparé par :

Benoît Bernier, ing.

Service de l'expertise technique en eau

Comité de révision :

Pierre-Paul Dumoulin, ing.

Direction régionale des Laurentides

Daniel Paradis, ing.

Direction régionale de Québec

Robert Tétreault, ing.

Service de l'expertise technique en eau

AVANT-PROPOS

Dans le *Guide de présentation des demandes d'autorisation pour les systèmes de traitement des eaux usées d'origine domestique*, on présente une nouvelle approche d'analyse des projets soumis au ministère de l'Environnement pour autorisation en vertu de l'article 32 de la *Loi sur la qualité de l'environnement (LQE)*. Cette approche est basée sur le niveau de développement de la technologie. Un projet de traitement d'eaux usées soumis pour approbation peut, en fonction du niveau de développement de la technologie et des conditions d'application données, être considéré comme projet expérimental, projet de démonstration ou projet standard.

Selon cette approche, les nouvelles technologies de traitement des eaux usées domestiques sont soumises au Comité sur les nouvelles technologies de traitement des eaux usées, formé conjointement par le ministère des Affaires municipales et de la Métropole et le ministère de l'Environnement. Le Comité établit le niveau de développement de la technologie et produit une fiche technique servant de base pour l'analyse des projets. Il met à jour le classement et la fiche technique, le cas échéant. Quant aux projets faisant appel à des technologies conventionnelles conformes aux recommandations du présent guide technique, ils sont considérés comme projets standard.

Parmi les technologies conventionnelles, les installations septiques constituent la technique la plus répandue pour traiter les eaux usées des établissements publics, commerciaux, institutionnels et communautaires non raccordés à un système municipal d'assainissement des eaux usées. Des guides techniques sur la conception des installations septiques pour ce type d'utilisateurs ont été préparés il y a plusieurs années par certaines directions régionales du ministère de l'Environnement. Compte tenu de l'évolution des connaissances et des méthodes utilisées dans ce domaine, il y a lieu de présenter de nouvelles lignes directrices pour faciliter et uniformiser le travail des directions régionales, informer les intervenants sur les règles de l'art reconnues par le Ministère et permettre de s'assurer de l'efficacité des ouvrages de traitement qui seront autorisés.

D'autres technologies conventionnelles, soit des technologies expansives comme le lagunage et les marais artificiels ou des technologies mécanisées plus compactes comme les boues activées et les disques biologiques, sont également utilisées, particulièrement pour les installations à plus grands débits.

Ce guide a été élaboré en collaboration avec des représentants du secteur des opérations. Il remplace le *Guide technique pour l'étude des projets de traitement des eaux usées des établissements publics, commerciaux, institutionnels et communautaires, version préliminaire et partielle* préparée par le ministère de l'Environnement en janvier 1997 et tout autre guide publié antérieurement par le Ministère concernant les installations septiques pour établissements publics, commerciaux, institutionnels et communautaires.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
Avant-propos	iii
Table des matières	v
Liste des figures	x
Liste des tableaux	xiii
Liste des abréviations et symboles	xv
 1. INTRODUCTION	 1-1
2. DÉBITS ET CHARGES.....	2-1
2.1 DÉBITS.....	2-1
2.1.1 Principes de base	2-1
2.1.2 Valeurs de la littérature.....	2-2
2.1.3 Débits mesurés.....	2-3
2.1.4 Conditions particulières.....	2-10
2.1.5 Réseau d'égouts existant	2-12
2.2 CHARGES POLLUANTES.....	2-12
2.2.1 Charges résidentielles.....	2-12
2.2.2 Charges non résidentielles.....	2-14
SOMMAIRE – DÉBITS ET CHARGES.....	2-15
3. INSTALLATIONS SEPTIQUES	3-1
3.1 LIMITES D'APPLICATION	3-1
3.1.1 Limites par rapport aux débits d'eaux usées.....	3-1
3.1.2 Limites par rapport aux caractéristiques des eaux usées	3-2
3.1.3 Contraintes liées au site.....	3-3
3.2 ÉVALUATION DU SITE	3-3
3.2.1 Cartographie	3-4
3.2.2 Niveau de la nappe phréatique et gradient hydraulique.....	3-4
3.2.3 Caractéristiques et conductivité hydraulique du sol	3-5

3.2.4	Remontée de la nappe.....	3-7
3.3	PROTECTION DES EAUX SOUTERRAINES	3-11
3.4	FOSSE SEPTIQUE.....	3-12
3.4.1	Capacité	3-12
3.4.2	Géométrie	3-13
3.4.3	Autres caractéristiques.....	3-17
3.4.4	Ventilation	3-19
3.4.5	Fosses septiques en série ou en parallèle	3-19
3.4.6	Localisation.....	3-20
3.4.7	Entretien.....	3-20
3.5	PRÉFILTRE.....	3-21
3.6	PIÈGE À MATIÈRES GRASSES	3-21
3.7	TYPES D'ÉLÉMENTS ÉPURATEURS	3-24
3.8	TRANCHÉES D'INFILTRATION.....	3-25
3.8.1	Taux de charge hydraulique	3-25
3.8.2	Autres caractéristiques d'un élément épurateur en tranchées.....	3-27
3.9	LITS D'INFILTRATION	3-30
3.9.1	Taux de charge hydraulique	3-30
3.9.2	Autres caractéristiques des lits d'infiltration.....	3-32
3.10	TERTRES À SABLE HORS SOL.....	3-34
3.10.1	Particularités des tertres à sable hors sol.....	3-34
3.10.2	Taux de charge hydraulique	3-34
3.10.3	Autres caractéristiques des tertres à sable hors sol	3-36
3.11	ÉLÉMENTS ÉPURATEURS À LA SURFACE DU SOL.....	3-41
3.12	ÉLÉMENTS ÉPURATEURS AVEC MATÉRIAU D'EMPRUNT	3-43
3.13	ÉLÉMENTS ÉPURATEURS AVEC DRAINAGE DE LA NAPPE	3-43
3.14	SYSTÈME DE DISTRIBUTION.....	3-44

3.14.1	Types de systèmes de distribution.....	3-44
3.14.2	Système de distribution gravitaire à alimentation continue.....	3-45
3.14.3	Système de distribution gravitaire à alimentation par chasse d'eau.....	3-46
3.14.4	Système de distribution sous faible pression	3-51
3.15	PIÉZOMÈTRES.....	3-54
3.16	ÉVÉNEMENTS.....	3-54
3.17	LOCALISATION DE L'ÉLÉMENT ÉPURATEUR	3-56
3.18	CONSTRUCTION D'UN ÉLÉMENT ÉPURATEUR	3-57
3.19	EXPLOITATION D'UN ÉLÉMENT ÉPURATEUR	3-57
	SOMMAIRE – INSTALLATIONS SEPTIQUES.....	3-59
4.	FILTRES À SABLE OU À GRAVIER	4-1
4.1	FILTRES À SABLE INTERMITTENTS ENFOUIS	4-2
4.1.1	Affluent du filtre.....	4-2
4.1.2	Milieu filtrant.....	4-4
4.1.3	Taux de charge hydraulique et taux de charge organique.....	4-4
4.1.4	Application des eaux usées	4-5
4.1.5	Collecte et évacuation de l'effluent.....	4-6
4.1.6	Rendement	4-7
4.1.7	Installation du filtre.....	4-7
4.1.8	Exploitation	4-8
	SOMMAIRE – FILTRES À SABLE INTERMITTENTS ENFOUIS	4-9
4.2	FILTRES GRANULAIRES INTERMITTENTS À RECIRCULATION.....	4-10
4.2.1	Milieu filtrant.....	4-10
4.2.2	Taux de charge hydraulique et taux de charge organique.....	4-10
4.2.3	Recirculation, application et collecte des eaux usées	4-12
4.2.4	Rendement	4-15
4.2.5	Installation	4-15
4.2.6	Exploitation	4-16
	SOMMAIRE – FILTRES GRANULAIRES INTERMITTENTS À RECIRCULATION	4-17

5.	MARAIS ARTIFICIELS	5-1
5.1	TYPES DE MARAIS ARTIFICIELS	5-2
5.2	MARAIS À ÉCOULEMENT EN SURFACE.....	5-8
	5.2.1 Traitement préalable.....	5-8
	5.2.2 Critères de conception	5-8
	5.2.3 Rendement.....	5-15
5.3	MARAIS À ÉCOULEMENT HORIZONTAL SOUS LA SURFACE	5-15
	5.3.1 Traitement préalable.....	5-15
	5.3.2 Critères de conception	5-16
	5.3.3 Rendement.....	5-24
5.4	LITS DE ROSEAUX À ÉCOULEMENT VERTICAL	5-26
	5.4.1 Traitement préalable.....	5-26
	5.4.2 Critères de conception	5-26
	5.4.3 Rendement.....	5-31
5.5	SYSTÈMES HYBRIDES	5-32
5.6	INSTALLATION.....	5-32
5.7	EXPLOITATION.....	5-33
	SOMMAIRE – MARAIS ARTIFICIELS	5-35
6.	LAGUNAGE	6-1
6.1	ÉTANGS AÉRÉS FACULTATIFS.....	6-1
	6.1.1 Caractéristiques	6-1
	6.1.2 Traitement préalable.....	6-2
	6.1.3 Critères de conception	6-6
	6.1.4 Rendement.....	6-16
	6.1.5 Installation	6-17
	6.1.6 Exploitation	6-21
	SOMMAIRE – ÉTANGS AÉRÉS FACULTATIFS.....	6-23
6.2	ÉTANGS NON AÉRÉS FACULTATIFS.....	6-24

6.2.1	Caractéristiques	6-24
6.2.2	Traitement préalable	6-24
6.2.3	Critères de conception	6-24
6.2.4	Rendement	6-27
6.2.5	Installation	6-27
6.2.6	Exploitation	6-28
SOMMAIRE – ÉTANGS NON AÉRÉS FACULTATIFS		6-29
7.	STATIONS MÉCANISÉES	7-1
7.1	BOUES ACTIVÉES	7-2
7.1.1	Caractéristiques générales	7-2
7.1.2	Traitement préalable	7-3
7.1.3	Principes de base et critères de conception	7-4
7.1.4	Fossés d'oxydation	7-10
7.1.5	Réacteurs biologiques séquentiels (RBS)	7-10
7.1.6	Rendement	7-14
7.1.7	Exploitation	7-14
SOMMAIRE – BOUES ACTIVÉES (AÉRATION PROLONGÉE)		7-16
7.2	DISQUES BIOLOGIQUES	7-18
7.2.1	Caractéristiques générales	7-18
7.2.2	Traitement préalable	7-18
7.2.3	Critères de conception	7-22
7.2.4	Rendement	7-30
7.2.5	Exploitation	7-31
SOMMAIRE – DISQUES BIOLOGIQUES		7-33
7.3	TRAITEMENT PHYSICO-CHIMIQUE	7-34
8.	TRAITEMENT TERTIAIRE	8-1
8.1	DÉPHOSPHATATION	8-1
8.1.1	Problématique et méthodes de déphosphatation	8-1
8.1.2	Déphosphatation chimique	8-3
SOMMAIRE – DÉPHOSPHATATION CHIMIQUE		8-9

8.2	DÉSINFECTION	8-10
8.2.1	Problématique et méthodes de désinfection.....	8-10
8.2.2	Désinfection par rayonnement ultraviolet.....	8-11
	SOMMAIRE – DÉSINFECTION UV	8-20
9.	CHAMP DE POLISSAGE ET AUTRES TRAITEMENTS PAR LE SOL	9-1
9.1	ÉLÉMENTS ÉPURATEURS À SUPERFICIE RÉDUITE	9-2
9.2	CHAMP DE POLISSAGE	9-3
9.3	AUTRES TYPES DE TRAITEMENT PAR LE SOL	9-8
	SOMMAIRE – AUTRES TRAITEMENTS PAR LE SOL	9-10
10.	BIBLIOGRAPHIE	10-1

LISTE DES FIGURES

3.1	Corrélation entre la texture du sol et sa valeur probable de conductivité hydraulique (inspirée de figure 5.4 de Dubé <i>et al.</i> , 1996 et de Hantzsche <i>et al.</i> , 1981).....	3-8
3.2	Remontée de la nappe phréatique sous un élément épurateur (inspirée de la figure 5.5 de Dubé <i>et al.</i> , 1996)	3-9
3.3	Évacuation de l'eau dans le sol selon la loi de Darcy	3-10
3.4	Fosse septique	3-15
3.5	Élément épurateur en tranchées	3-28
3.6	Lit d'infiltration.....	3-33
3.7	Tertre à sable hors sol	3-40
3.8	Élément épurateur à la surface du sol	3-42
3.9	Distribution gravitaire	3-47
3.10	Poste de pompage.....	3-49
3.11	Siphon.....	3-50
3.12	Système de distribution sous faible pression (inspiré de Dubé <i>et al.</i> , 1996)	3-53
3.13	Piézomètres et événements	3-55
4.1	Filtre à sable intermittent enfoui.....	4-3
4.2	Filtres granulaires intermittents à recirculation	4-11
4.3	Dispositifs de répartition.....	4-14
5.1	Types de marais artificiels	5-7
5.2	Marais à écoulement en surface.....	5-13
5.3	Types de plantes	5-14

5.4	Marais à écoulement horizontal sous la surface	5-22
5.5	Dispositifs d'ajustement du niveau.....	5-23
5.6	Lit de roseaux à écoulement vertical	5-28
6.1	Vue en plan d'étangs aérés facultatifs conventionnels.....	6-3
6.2	Coupe d'étang aéré facultatif conventionnel	6-4
6.3	Étangs aérés facultatifs à parois verticales en béton.....	6-5
6.4	Systèmes d'aération	6-13
6.5	Degré d'imperméabilisation des étangs en fonction de la conductivité hydraulique et de la distance de percolation dans les sols naturels lorsque les étangs sont situés dans la zone d'alimentation d'un aquifère (milieu sensible) (Marchand <i>et al.</i> , 1993)	6-20
7.1	Schéma de procédé de boues activées	7-3
7.2	Phases typiques d'un RBS	7-11
7.3	Principe des disques biologiques.....	7-19
7.4	Aménagement typique d'une unité.....	7-20
7.5	Chaîne de traitement par disques biologiques.....	7-21
7.6	Courbes typiques de rendement en DBO ₅ (adaptées de WEF-ASCE, 1998).....	7-24
7.7	Facteurs de correction en fonction de la température des eaux usées (adaptés de Metcalf & Eddy Inc., 1991)	7-25
7.8	Schéma typique d'une chaîne de traitement physico-chimique.....	7-36
8.1	Schéma d'installation à deux lampes	8-18

LISTE DES TABLEAUX

2.1	Débits de conception basés sur la littérature	2-4
2.2	Facteurs de pointe horaire	2-10
2.3	Facteurs de pointe pour différentes durées	2-11
2.4	Charges unitaires résidentielles	2-13
2.5	Concentration typique des eaux usées résidentielles	2-13
3.1	Sondages et essais recommandés	3-6
3.2	Taux de charge hydraulique pour des tranchées d'infiltration	3-26
3.3	Taux de charge hydraulique pour des lits d'infiltration	3-31
3.4	Taux de charge hydraulique sous un tertre à sable hors sol (à l'interface sable-sol naturel)	3-35
5.1	Applications des différents types de marais artificiels	5-6
5.2	Rendement moyen des marais à écoulement en surface	5-15
5.3	Caractéristiques des milieux filtrants des marais	5-19
5.4	Rendement moyen de marais à écoulement horizontal sous la surface au Danemark	5-25
5.5	Rendement moyen des marais à écoulement horizontal sous la surface de la Biosphère à Montréal	5-25
6.1	Coliformes fécaux à l'effluent des étangs aérés	6-8
6.2	Pourcentage de nitrification en fonction du rapport DBO_5/NTK	6-9
6.3	Niveaux de rendement en DBO_5 des étangs aérés	6-16
6.4	Exigences de rejet en DBO_5 pour les étangs aérés	6-16

6.5	Description des différents contextes contrôlant le degré d'étanchéité des étangs (Bouchard <i>et al.</i>).....	6-19
8.1	Rapports de masses typiques pour l'enlèvement du phosphore par l'aluminium dans les eaux usées municipales.....	8-5
9.1	Taux de charge hydraulique pour des champs de polissage.....	9-5

LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SYMBOLES

(sauf les abréviations et symboles spécifiques à une équation mathématique ou à une figure qui sont définis directement dans le texte ou dans la figure)

θ	Coefficient de température
ϕ	Diamètre
$^{\circ}\text{C}$	Degré Celsius
θ_c	Âge des boues
Al PO_4	Phosphate d'aluminium
Al(OH)_3	Hydroxyde d'aluminium
Al:P	Rapport entre la masse d'aluminium et la masse de phosphore ou rapport entre le nombre de moles d'aluminium et le nombre de moles de phosphore
BNQ	Bureau de normalisation du Québec
cm	Centimètre
cm/s	Centimètre par seconde
$\text{cm}^2/\text{mW.s}$	Centimètre carré par milliwatt par seconde
C_U	Coefficient d'uniformité
d	Jour
d^{-1}	Par jour
D_{10}	Diamètre effectif ou diamètre des particules au point sur la courbe granulométrique où le pourcentage passant est de 10 %
D_{15}	Diamètre des particules au point sur la courbe granulométrique où le pourcentage passant est de 15 %
D_{50}	Diamètre des particules au point sur la courbe granulométrique où le pourcentage passant est de 50 %
D_{60}	Diamètre des particules au point sur la courbe granulométrique où le pourcentage passant est de 60 %
D_{85}	Diamètre des particules au point sur la courbe granulométrique où le pourcentage passant est de 85 %
DBO_5	Demande biochimique en oxygène après cinq jours
$\text{DBO}_5/\text{p.d}$	Masse en DBO_5 par personne par jour
DBO_5C	Demande biochimique en oxygène après cinq jours, partie carbonée

DBO _U	Demande biochimique en oxygène ultime
DCO	Demande chimique en oxygène
Fe PO ₄	Phosphate de fer
Fe(OH) ₃	Hydroxyde de fer
Fe:P	Rapport entre la masse de fer et la masse de phosphore ou rapport entre le nombre de moles de fer et le nombre de moles de phosphore
g	Gramme
G	Gradient de vitesse de mélange
g DBO ₅ /m ² .d	Gramme de DBO ₅ par mètre carré par jour
g NH ₄ /m ² .d	Gramme d'azote ammoniacal par mètre carré par jour
g/m ² .d	Gramme par mètre carré par jour
g/p.d	Gramme par personne par jour
h	Heure
H:V	Horizontal par rapport à vertical
kg	Kilogramme
kg DBO ₅ /ha.d	Kilogramme de DBO ₅ par personne par jour
kg O ₂ /h	Kilogramme d'oxygène par heure
kg/m ² .d	Kilogramme par mètre carré par jour
kg P/ha.an	Kilogramme de phosphore par hectare par an
K _T	Constante K à la température T
kW	Kilowatt
L	Litre
L/d	Litre par jour
L/m.d	Litre par mètre par jour
L/m ² .d	Litre par mètre carré par jour
L/min	Litre par minute
L/p.d	Litre par personne par jour
L/s	Litre par seconde
m	Mètre
m/d	Mètre par jour

m/m.s	Mètre par seconde par mètre
m/s	Mètre par seconde
m ²	Mètre carré
m ² /m ³	Mètre carré par mètre cube
m ³	Mètre cube
m ³ /d	Mètre cube par jour
m ³ /m ² .d	Mètre cube par mètre carré par jour
m ³ /min	Mètre cube par minute
MES	Matières en suspension
MES/p.d	Masse de matières en suspension par personne par jour
mg P/d	Milligramme de phosphore par jour
mg P/m ² .d	Milligramme de phosphore par mètre carré par jour
mg/kg	Milligramme par kilogramme
mg/L	Milligramme par litre
min	Minute
min/cm	Minute par centimètre
mL	Millilitre
mm	Millimètre
MVS	Matières volatiles en suspension
mW.s/cm ²	Milliwatt seconde par centimètre carré
mW/cm ²	Milliwatt par centimètre carré
N	Azote
NH ₄	Azote ammoniacal
N-NH ₄	Azote ammoniacal exprimé en fonction de son contenu en azote
N-NTK	Azote Kjeldahl exprimé en fonction de son contenu en azote
NO _x	Nitrites et nitrates
NSF	National Sanitation Foundation
N _T	Azote total
NTK	Azote Kjeldahl

O ₂	Oxygène dissous
Pt	Phosphore total
Q	Débit
UFC	Unités formant des colonies
UV	Ultraviolet

1. INTRODUCTION

Au cours des dernières décennies, et plus particulièrement des dernières années, le domaine de l'assainissement autonome, ou des petits systèmes de traitement des eaux usées, a connu une grande évolution.

Les nouvelles connaissances acquises sur les installations septiques et les phénomènes qui les accompagnent ont entraîné de nombreux changements, tant dans les méthodes d'évaluation des sites destinés au traitement des eaux usées par le sol que dans la conception des installations septiques.

De nouvelles techniques de traitement ont également été mises au point. Différents types de filtres, avec ou sans recirculation et composés de divers matériaux filtrants, sont maintenant utilisés. Des marais artificiels sont employés pour traiter des eaux usées dans plusieurs pays du monde et certaines installations ont déjà été implantées au Québec. Plusieurs genres de stations mécanisées de traitement des eaux usées sont maintenant disponibles sur le marché.

Les projets qui sont soumis au ministère de l'Environnement font souvent appel à des techniques déjà éprouvées au Québec ou ailleurs dans le monde; mais certains font appel à des techniques dont le rendement est peu ou pas connu, ou sont soumis à titre expérimental.

Ce guide a pour objet d'établir les balises, fondées sur la littérature et les règles de l'art, à l'intérieur desquelles les technologies conventionnelles peuvent être considérées comme projet standard, sans justification particulière de la part de l'ingénieur mandaté pour préparer et soumettre le projet au ministère de l'Environnement pour fins d'autorisation.

Certains guides techniques détaillés de conception de systèmes de traitement d'eaux usées ont été réalisés par des organismes en collaboration avec le ministère de l'Environnement, notamment sur les installations septiques et les filtres intermittents ainsi que sur les marais artificiels. Mentionnons les documents *Guide technique sur la conception des installations septiques communautaires* (Dubé et Barabé, 1991) et *Les épandages souterrains et les filtres intermittents dans les installations septiques communautaires* (Dubé et al., 1996) pour les installations septiques et les filtres et *Systèmes de traitement des eaux usées par marais artificiels* (Les Consultants RSA, 1993).

Ces guides de conception ne constituent pas des directives du Ministère mais sont néanmoins des ouvrages techniques de référence très utiles pour les concepteurs de projets. L'utilisation de ces guides pourra faciliter grandement l'étude des projets par le Ministère. Les

concepteurs demeurent toutefois responsables de l'usage qu'ils font de ces outils. Il leur est permis d'utiliser d'autres outils, dans la mesure où ils fourniront les références à l'appui et les justifications démontrant que les outils utilisés sont applicables au projet.

Toute demande d'autorisation d'un projet de construction ou de modification d'un système de traitement d'eaux usées d'origine domestique doit être soumise conformément au *Guide de présentation des demandes d'autorisation pour les systèmes de traitement des eaux usées d'origine domestique*. Le *Formulaire* inclus dans ce guide doit être rempli et tous les documents administratifs et techniques requis doivent lui être joints.

Les projets qui font appel à des technologies conventionnelles conformes au présent guide peuvent être soumis à titre de projet standard en indiquant la référence à la section correspondante du guide. Les règles applicables à un projet standard s'appliquent alors automatiquement au projet (contenu du rapport technique, manuel d'utilisation ou d'exploitation, suivi standard).

Les projets qui font appel à une technologie conventionnelle décrite au présent guide, mais dont la conception diffère des critères reconnus en vertu du guide, doivent faire l'objet d'une analyse cas par cas. **Si les modifications sont significatives, le suivi exigé au cours de la première année d'exploitation correspondra alors au suivi de démonstration.**

Un promoteur ou un fabricant d'une variante particulière d'une technologie conventionnelle qui souhaite en faire la commercialisation peut la soumettre au Comité sur les nouvelles technologies de traitement des eaux usées. Le classement de la technologie et l'élaboration de la fiche technique permettront ainsi d'accélérer l'analyse des projets.

2. DÉBITS ET CHARGES

La détermination des débits et des caractéristiques des eaux usées à traiter constitue une étape importante d'un projet d'assainissement puisqu'il s'agit des facteurs de base servant à établir la capacité des ouvrages requis.

2.1 DÉBITS

2.1.1 Principes de base

Les débits d'eaux usées varient beaucoup d'une installation à une autre mais ils varient également dans le temps pour un établissement donné. Cela est particulièrement vrai pour des établissements pris séparément comme les établissements publics, commerciaux ou institutionnels non raccordés à un réseau d'égouts ou pour des petites communautés comme des parcs de maisons mobiles ou des développements domiciliaires. Ces débits d'eaux usées et leur variation dans le temps sont donc difficiles à établir et doivent faire l'objet d'une attention très particulière.

La *Directive 004* du ministère de l'Environnement contient des renseignements relatifs à l'établissement des débits applicables de façon générale aux réseaux d'égout en milieux urbains.

Dans le cas d'un système de traitement autonome, le système de traitement des eaux usées est généralement considéré comme un équipement faisant partie intégrante de l'établissement puisqu'il y est attaché de façon permanente. Il est donc logique de considérer que **la capacité des ouvrages de traitement doit correspondre à la capacité maximale d'utilisation de l'établissement**. Il serait d'ailleurs très difficile, et plutôt hasardeux, de spéculer sur le taux d'utilisation d'un établissement pour en établir le débit de conception. Ce taux peut varier en fonction de divers facteurs socio-économiques difficilement prévisibles lors de la conception et indépendants des équipements mis en place. De plus, il ne serait pratiquement pas envisageable de restreindre l'utilisation d'un établissement à un taux inférieur à sa capacité maximale si la capacité des ouvrages d'assainissement était moindre que celle de l'établissement.

Compte tenu des variations importantes des débits et de la difficulté de les prédire avec précision, **il y a lieu d'adopter une approche sécuritaire dans la détermination des débits de conception**. Une approche de ce genre est d'autant plus justifiée si l'on considère que pour de petits ouvrages de traitement les frais généraux et les frais de mobilisation associés à la réalisation de projets constituent généralement une portion importante des coûts de réalisation et que l'économie d'échelle est significative. Ainsi, il est beaucoup moins dispendieux de construire au départ des ouvrages de capacité un peu plus grande que de devoir les agrandir ultérieurement. Il est également probable que le

coût supplémentaire attribuable à une certaine marge de sécurité dans la capacité de conception des ouvrages peut être épargné par la suite grâce à des coûts moindres d'entretien.

L'approche la plus courante pour établir les débits de conception des ouvrages d'assainissement autonomes consiste à utiliser des valeurs typiques que l'on trouve dans la littérature pour les différents types d'établissements. Les débits de conception peuvent aussi être déterminés à partir des débits mesurés.

Dans tous les cas où il y a un réseau d'égouts existant, des campagnes de mesure de débits en temps sec, sous différentes conditions de nappe (nappe basse, nappe moyenne, nappe haute), ainsi que des mesures de débits de temps de pluie et de fonte des neiges sont recommandées.

2.1.2 Valeurs de la littérature

Pour les systèmes d'assainissement autonomes, une liste de débits unitaires applicables à différents types d'établissements a été publiée dans le guide technique *Les épandages souterrains et les filtres intermittents dans les installations septiques communautaires* (Dubé *et al.*, 1996). Les valeurs indiquées dans cette liste proviennent de diverses sources et n'ont généralement pas été vérifiées par des campagnes systématiques de mesures au Québec. Le ministère de l'Environnement considère cependant qu'il s'agit de valeurs sûres pour établir la capacité des ouvrages d'assainissement. Le tableau 2.1 ci-après est basé principalement sur celui de Dubé *et al.* (1996), auquel quelques mises à jour ont été apportées. Ces débits peuvent être utilisés comme débits de conception, selon le principe énoncé précédemment voulant que la capacité des ouvrages de traitement d'un établissement est généralement établie en fonction de la capacité maximale d'utilisation de l'établissement, bien qu'en pratique le débit moyen annuel réel puisse être inférieur à ces valeurs pour les établissements à occupation ou utilisation très variable.

Lorsque le type d'établissement ne figure pas à la liste, une évaluation du débit peut être faite en utilisant la situation la plus semblable. Dans certains cas, le débit peut également être estimé à partir de la nature et du nombre de dispositifs et d'équipements sanitaires en place et du nombre d'utilisations prévues par jour; il faut alors être très prudent dans la prévision du nombre d'utilisations par jour.

Il est important de noter que les données présentées dans ce tableau **n'incluent pas les eaux parasites**. S'il y a présence de source d'eaux parasites d'infiltration, de captage ou autre dans la plomberie de l'établissement ou le réseau d'égouts, celles-ci doivent préférablement être éliminées par des corrections à la source. S'il n'est pas techniquement ou économiquement rentable de les éliminer, les débits d'eaux parasites doivent être estimés séparément et ajoutés aux débits d'eaux usées domestiques établis à partir de la littérature.

La seule façon fiable de déterminer les débits d'eaux parasites est de procéder à des campagnes de mesure de débits dans diverses conditions représentatives des variations de débits susceptibles de se produire.

L'utilisation d'appareils sanitaires économeurs d'eau est encouragée, surtout pour économiser l'eau potable. Les réductions de débits qui en résultent ne permettent généralement pas d'envisager de réduire les dimensions des ouvrages lors de la conception puisque la charge organique n'est pas réduite et que, par conséquent, la concentration des eaux usées augmente. Dans plusieurs cas, un débit moindre peut toutefois avoir un effet positif sur le rendement ou la durée de vie des ouvrages d'assainissement.

2.1.3 Débits mesurés

Les débits de conception peuvent être déterminés au moyen d'une campagne de mesure de débits. Il est alors essentiel d'interpréter les débits mesurés en tenant compte du taux d'occupation ou d'utilisation pendant la campagne de mesure. Les résultats doivent donc être extrapolés en fonction de la capacité d'occupation ou d'utilisation maximale de l'établissement pour établir le débit de conception. Dans l'interprétation et l'utilisation des résultats pour fins de conception d'ouvrages d'assainissement en aval, il faut prendre en considération les pointes de débits ainsi que les eaux parasites.

Lorsque des résultats de mesure de débits sont disponibles pour un établissement comparable situé dans une même région ou pour lequel les conditions d'utilisation sont suffisamment semblables, ces résultats peuvent être utilisés en les adaptant.

Tableau 2.1 Débits de conception basés sur la littérature¹

Établissement	Unité de mesure	Débit en litres par jour
<u>Aéroport</u>		
– sans nourriture	passager	20
– avec nourriture	repas servi	12
– employé	personne	40
<u>Bar</u>		
– établissement autonome avec nourriture minimum	siège	125
– faisant partie d'un hôtel ou motel	siège	70
– clientèle	client	8
– employés	employé	50
<u>Brasserie</u>	siège	130
<u>Buanderie</u>		
– machine à laver - maison privée sans repassage permanent	lavage	120
– machine à laver - maison privée avec repassage permanent	lavage	170
– machine à laver publique	lavage	180
– machine à laver publique	machine	2 000
– machine à laver - maison à logements	machine	1 200
<u>Cabane à sucre</u>		
– avec repas	siège	130
– sans repas	personne	60

1. Ce tableau est basé sur les données tirées du tableau 5-2 du guide technique « Les épandages souterrains et les filtres intermittents dans les installations septiques communautaires », Dubé *et al.*, 1996, mis à part quelques ajustements qui ont été apportés.

Établissement	Unité de mesure	Débit en litres par jour
<u>Camps divers</u>		
– camp de chantier avec toilettes à chasse d'eau	personne	200
– camp de chantier sans toilette à chasse d'eau	personne	125
– camp de jeunes	personne	200
– camp de jour sans repas	personne	50
– camp de jour et nuit	personne	150
– camp d'été avec douches, toilettes, lavabos et cuisine	personne	150
– camp d'été comme ci-dessus mais sans toilette à chasse d'eau	personne	75
– camp de travailleurs saisonniers – centre de service central	personne	125
– camp primitif	personne	40
– station balnéaire, thermale, hivernale à consommation d'eau limitée	personne	200
– comme ci-dessus mais pour établissement luxueux	personne	400
– station balnéaire, thermale, hivernale – employés non-résidents	personne	50
<u>Camping</u>		
– sans services	emplacement	190
– avec services	emplacement	340
<u>Centre d'accueil pour visiteurs</u>	visiteur	20
<u>Centre commercial</u>		
– magasin au détail - chambre de toilettes seulement	mètre carré de surface de magasin	5
– magasin au détail	espace de stationnement	6
– magasin au détail	employé	40
<u>Chenil</u>	enclos	75

Établissement	Unité de mesure	Débit en litres par jour
<u>Cinéma</u>		
– cinéma extérieur sans nourriture	espace de stationnement	20
– cinéma extérieur avec nourriture	espace de stationnement	40
– auditorium ou théâtre sans nourriture	siège	20
– cinéma intérieur	siège	15
<u>Clubs sportifs</u>		
– membres résidents	personne	375
– membres non-résidents sans repas	personne	100
– employés de jour	employé	50
<u>Écoles</u>		
– école de jour avec douches, gymnase et cafétéria	personne	90
– école de jour avec cafétéria sans douche ou gymnase	personne	60
– école de jour sans douche, gymnase ou cafétéria	personne	30
– école avec pensionnaires	résident	300
– école avec pensionnaires, personnel non résident	employé	50
<u>Églises</u>	siège	10
<u>Employés</u>		
– travailleurs d’usine, d’industrie, par jour ou par quart de travail incluant douches, excluant utilisation industrielle	personne	125
– travailleurs d’usine, de manufacture comme ci-dessus, sans douche	personne	75
– édifices et lieux d’emploi variés, employés de magasin, de bureau, selon les facilités	personne	50-75

Établissement	Unité de mesure	Débit en litres par jour
– centres médicaux, cliniques médicales et dentaires : – docteurs, infirmières et personnel médical – personnel de bureau – patients	personne personne personne	275 75 25
<u>Garage – Stations-services</u>		
– pompes à essences	paire de pompes	1 900
– réparation d’automobiles (une allée de service)	automobile	40
– bassins collecteurs pour le nettoyage du plancher	bassin	375
<u>Garderie de jour</u>		
– personnel et enfants	personne	75
<u>Habitations¹</u>		
– habitation de 1 chambre	habitation	540
– habitation de 2 chambres	habitation	1 080
– habitation de 3 chambres	habitation	1 260
– habitation de 4 chambres	habitation	1 440
– chaque chambre additionnelle au-dessus de 4	chambre	360
– maison de chambres ou de pension	personne	180
– maison de chambres ou de pension sans repas ni buanderie	personne	150
– personnel non résident	personne	40

1. Dans le cas d’une habitation à logements multiples, chaque logement doit être considéré comme une habitation séparée pour fins de calcul des débits de conception.

Établissement	Unité de mesure	Débit en litres par jour
<u>Hôtels et motels</u>		
– partie résidentielle :		
– avec toutes les facilités incluant la cuisine	personne	225
– avec chambre de bain privée	personne	180
– avec chambre de bain centrale	personne	150
– partie non résidentielle :		
– salle à manger	siège	125
– bar-salon	siège	70
– personnel non résident	personne	40
<u>Institutions</u>		
– hôpital avec buanderie	lit	750
– hôpital sans buanderie	lit	550
– maison de convalescence et de repos	lit	450
– autres institutions	personne	400
<u>Lave-auto</u>		
– à la main	automobile	200
– lavage de camion	camion	400
<u>Maisons mobiles</u>		
– maison mobile 1 chambre à coucher	maison mobile	540
– maison mobile 2 chambres à coucher	maison mobile	1 080
– maison mobile 3 chambres à coucher	maison mobile	1 260
– emplacement	emplacement	1 260
<u>Parcs de pique-nique, plages, piscines publiques</u>		
– parcs, parcs de pique-nique avec centre de service, douches et toilettes à chasse d'eau	personne	50
– parcs, parcs de pique-nique avec toilettes à chasse d'eau seulement	personne	20
– piscines publiques et plages avec chambre de toilettes et douches	personne	40

Établissement	Unité de mesure	Débit en litres par jour
<u>Restaurants et salles à manger</u>		
– restaurant ordinaire (pas 24 heures sur 24)	siège	125
– restaurant ouvert 24 heures sur 24	siège	200
– restaurant autoroute ouvert 24 heures sur 24	siège	375
– restaurant autoroute ouvert 24 heures sur 24 avec douches	siège	400
– lave-vaisselle mécanique ou broyeur à déchets :		
– restaurant ordinaire	siège	12
– restaurant ouvert 24 heures sur 24	siège	24
– déchets de cuisine et chambre de toilettes	siège	115
ou	repas	30-40
– déchets de cuisine seulement	repas	12
– salle pour banquets (chaque banquet)	siège	30
– restaurant avec service à l’auto	siège	125
– restaurant avec service à l’auto – service tout papier	stationnement	60
– restaurant avec service à l’auto – service tout papier	siège intérieur	60
– taverne, bar, bar- salon avec nourriture minimum	siège	125
– restaurant-bar avec spectacle	siège	175
<u>Salle de danse et réunion</u>		
– salle – chambre de toilettes seulement	personne	8
ou	mètre carré	15
– restaurant de salle de danse	siège	125
– bar de salle de danse	siège	20
– salle de danse avec restaurant et bar	client	150
<u>Salle de quilles</u>		
– sans bar, sans restaurant	allée	400
– avec bar ou restaurant ou les deux	allée	800

Établissement	Unité de mesure	Débit en litres par jour
<u>Salon de coiffure</u>	siège de coupe personne	650 130

2.1.4 Conditions particulières

Certains équipements d'assainissement des eaux usées doivent être conçus en fonction des débits de pointe.

C'est notamment le cas pour les unités de pompage, les conduites, les équipements de dégrillage ou de tamisage, les équipements de dessablage, les bassins de décantation, les équipements de désinfection ou tout autre équipement dont le bon fonctionnement ou le rendement peut être sensible aux pointes hydrauliques. Ces équipements sont généralement conçus à partir du débit de pointe horaire.

Des renseignements sur le calcul des facteurs de pointe applicables aux débits véhiculés dans les réseaux d'égouts sont présentés dans la *Directive 004*.

Pour les petites installations, des valeurs typiques de facteurs de pointe horaire sont présentées au tableau 2.2; ces valeurs sont tirées de *Wastewater Engineering - Treatment, Disposal, and Reuse, Third Edition* (Metcalf & Eddy Inc., 1991).

Tableau 2.2 Facteurs de pointe horaire

Type d'établissement	Étendue	Valeur typique
Résidence individuelle	4 à 8	6
Établissement commercial	6 à 10	8
Petite communauté	3 à 6	4,7

Ces facteurs de pointe horaire sont généralement applicables aux débits déterminés conformément à la section 2.1.2. Si les débits de conception sont établis à partir d'une campagne de mesure de débits conformément à la section 2.1.3, les débits de pointe horaire peuvent alors être déterminés à condition que des données horaires aient été relevées. Dans

ce cas, le débit maximal horaire mesuré devra être majoré s'il y a lieu pour tenir compte des périodes d'occupation ou d'utilisation maximale plus fortes que celles déterminées lors de la période de mesure. Si les données horaires ne sont pas disponibles, les facteurs de pointe du tableau 2.2 peuvent être appliqués aux débits quotidiens de conception établis conformément à la section 2.1.3.

Si la chaîne de traitement comporte un bassin d'égalisation, le débit maximal des ouvrages ou équipements situés en aval de ce bassin est déterminé en tenant compte de l'égalisation du débit qui y est effectuée.

Dans certains cas, il peut être nécessaire de vérifier le comportement de systèmes de traitement à des débits moyens soutenus sur des périodes suffisamment longues pour en affecter le bon fonctionnement et le rendement (comme le débit maximal hebdomadaire ou mensuel). Des facteurs de pointe tirés de *Wastewater Engineering - Treatment, Disposal, and Reuse, Third Edition* (Metcalf & Eddy Inc., 1991) sont présentés au tableau 2.3. Dans les cas où une utilisation particulière prévisible est susceptible d'entraîner des débits de pointe plus élevés, les débits ainsi estimés ont priorité sur les débits déterminés à l'aide des facteurs de pointe du tableau 2.3.

Tableau 2.3 Facteurs de pointe pour différentes durées¹

	Pointe journalière		Pointe hebdomadaire		Pointe mensuelle	
	Étendue	Valeur typique	Étendue	Valeur typique	Étendue	Valeur typique
Résidence individuelle	2 à 6	4	1,25 à 4	2,0	1,2 à 3	1,75
Établissement commercial	4 à 8	6	2 à 6	3	1,5 à 4	2
Petite communauté	2 à 5	3,6	1,5 à 3	1,75	1,2 à 2	1,5

1. Pour les ouvrages expansifs tels les installations septiques, les filtres à sable ou à gravier, les marais artificiels, le lagunage ou autres ouvrages habituellement conçus sur la base du débit moyen correspondant à l'occupation maximale d'un établissement, il n'est pas nécessaire d'appliquer les facteurs de pointe du tableau ci-dessus lorsque la conception est basée sur les débits théoriques du tableau 2.1.

Dans tous les cas où un poste de pompage se trouve en amont d'un ouvrage de traitement des eaux usées, il est important de procéder à une calibration du poste de pompage de façon à établir le débit maximal pouvant être pompé. Si le poste de

pompage n'est pas existant, le concepteur du système de traitement d'eaux usées doit fixer le débit maximal admissible aux ouvrages de traitement et établir des directives très strictes afin de s'assurer que les pompes installées respecteront cette limite de débit.

2.1.5 Réseau d'égouts existant

Une attention particulière doit être portée lorsqu'il y a un réseau d'égouts existant. Le système de traitement conçu doit forcément **tenir compte du réseau d'égouts qui amène l'eau jusqu'au traitement.** On ne peut négliger cet aspect important de la conception sans risquer de faire une erreur qui pourrait être néfaste pour le traitement, voire même le rendre inopérant, et cela en très peu de temps.

2.2 CHARGES POLLUANTES

La conception des ouvrages de traitement des eaux usées est généralement fonction des charges polluantes présentes dans les eaux usées, d'où l'importance de bien évaluer ces charges. Dans le cas des installations septiques, les critères de conception sont plus souvent établis sur une base de taux de charge hydraulique, donc en fonction du débit; il est important cependant de se rappeler que ces critères ne sont valables que pour des eaux usées domestiques dont la nature et la concentration sont typiques des eaux usées résidentielles. L'évaluation des charges polluantes pourrait donc être omise pour des petits projets d'installations septiques si le consultant atteste que les eaux usées à traiter sont assimilables à des eaux usées domestiques résidentielles typiques. Dans les autres cas, les charges polluantes doivent être évaluées.

2.2.1 Charges résidentielles

Des charges unitaires pour différents paramètres sont présentées au tableau 2.4. Ces charges unitaires sont tirées du *Guide technique sur la réalisation des études préliminaires* (MENV, 1989) et ont généralement été utilisées pour estimer les charges des secteurs résidentiels à l'intérieur du programme d'assainissement des eaux du Québec. Les valeurs présentées au tableau 2.4 peuvent être utilisées dans la majorité des cas où les charges à traiter sont de nature résidentielle sans qu'il ne soit nécessaire de procéder à une campagne de caractérisation des eaux usées.

Elles ne tiennent cependant pas compte de la présence de broyeurs à déchets. Dans le cas où les établissements à desservir sont munis de tels équipements ou qu'il est prévu d'en ajouter, les charges unitaires doivent être majorées, particulièrement dans le cas de la DBO₅ et des MES. À titre de renseignement, les charges attribuables à un broyeur à déchets sont de l'ordre de 18 g DBO₅/p.d et 26 g MES/p.d et peuvent atteindre 31 g DBO₅/p.d et 44 g MES/p.d (EPA, 1992).

La concentration typique des eaux usées résidentielles peut être estimée pour différents paramètres en appliquant les charges unitaires du tableau 2.4 au débit unitaire résidentiel médian, ou débit moyen atteint dans environ 50 % des résidences. Selon le *Manual - Wastewater Treatment/Disposal for Small Communities*, (EPA, 1992), le débit résidentiel médian est d'approximativement 170 L/p.d, valeur qui semble également réaliste pour le Québec. Des concentrations typiques pour les principaux paramètres sont présentées au tableau 2.5. Ces valeurs correspondent à des eaux usées brutes, donc en amont de la fosse septique, le cas échéant.

Tableau 2.4 Charges unitaires résidentielles¹

Paramètre	Valeur
DBO ₅	50 g/p.d
DCO	2,5 DBO ₅
MES	60 g/p.d
MVS	0,7 MES
NTK	10 g/p.d
NH ₄	0,5 NTK
Pt	2 g/p.d

Tableau 2.5 Concentration typique des eaux usées résidentielles¹

Paramètre	Concentration mg/L
DBO ₅	290
MES	350
NTK	60
NH ₄	30
Pt	12

Note 1 : Excluant les broyeurs à déchets.

2.2.2 Charges non résidentielles

Les charges provenant d'établissements non résidentiels peuvent varier de façon significative d'un type d'établissement à un autre en fonction des différentes sources de production d'eaux usées présentes dans l'établissement.

Pour plusieurs types d'établissements, la qualité des eaux usées produites est relativement similaire à celles des eaux usées résidentielles. Il est alors généralement raisonnable de considérer des concentrations typiques équivalentes à celles des eaux usées résidentielles présentées au tableau 2.5 et d'appliquer ces concentrations aux débits de conception établis conformément à la section 2.1 pour établir des charges de conception théoriques.

Cette approche n'est toutefois pas valable pour les eaux usées de restaurants ou autres établissements dont une proportion importante des eaux usées proviendrait d'eaux de cuisines. Des résultats obtenus par Siegrist *et al.* (1985) indiquent que les **effluents de fosses septiques** recevant les eaux usées des restaurants avaient une concentration moyenne en DBO₅ de plus de 500 mg/L et une concentration moyenne en MES de près de 180 mg/L. Comparativement à des effluents typiques de fosses septiques recevant des eaux usées résidentielles dont la concentration en DBO₅ est de l'ordre de 140 à 200 mg/L et la concentration en MES est de 50 à 90 mg/L (Metcalf & Eddy Inc., 1991), **la concentration est donc de deux à trois fois plus élevée dans le cas des restaurants**. Des proportions du même ordre ont été observées pour les huiles et graisses. Pour les autres établissements comportant une salle à manger mais servant également à d'autres fonctions tels les motels ou les clubs de golf, les concentrations d'effluents de fosses septiques se situaient vers la limite maximale de la plage des effluents de fosses septiques résidentielles.

Une évaluation rigoureuse des charges doit être faite dans tous les cas où un système de traitement par boues activées ou une variante de ce principe (par exemple des réacteurs biologiques séquentiels) est envisagé. Ces systèmes de traitement sont sensibles non seulement aux surcharges organiques mais également au manque de substrat causé par des charges plus faibles que prévues ou aux périodes de sous-utilisation. La qualité de la biomasse peut alors entraîner une défloculation et une perte importante de matières en suspension à l'effluent.

SOMMAIRE – DÉBITS ET CHARGES	
Capacité des ouvrages	Capacité maximale d'utilisation de l'établissement
Débits (excluant les eaux parasites)	Tableau 2.1 ou Mesure de débits avec interprétation par rapport à la capacité de l'établissement
Facteurs de pointe (requis pour certains équipements)	Tableaux 2.2 et 2.3 Capacité maximale de pompage si poste de pompage en amont
Eaux parasites	Mesure de débits requises si sources d'eaux parasites ou si réseau d'égouts
Charges polluantes	
Résidentielles	Tableaux 2.4 et 2.5
Non résidentielles	Concentrations typiques du tableau 2.5 X débits tableaux 2.1 Concentration 2 à 3 fois plus élevées si restaurant

3. INSTALLATIONS SEPTIQUES

Une installation septique est constituée d'une fosse septique et d'un élément épurateur. Elle peut comporter d'autres dispositifs de prétraitement comme un préfiltre et un piège à matières grasses.

Outre les débits et charges dont il a été question au chapitre 2, il y a, parmi les éléments majeurs à prendre en considération dans un projet de traitement des eaux usées par infiltration dans le sol, les limites d'application, l'évaluation du site, la protection des eaux souterraines, le prétraitement, le choix du type d'élément épurateur (tranchées d'infiltration, lits d'infiltration ou tertre à sable hors sol), le taux de charge hydraulique pouvant être appliqué et le mode de distribution de l'eau dans l'élément épurateur. Plusieurs autres caractéristiques de conception ne doivent pas être négligées pour autant.

3.1 LIMITES D'APPLICATION

Les limites d'application des systèmes de traitement des eaux usées par infiltration dans le sol sont principalement liées aux débits d'eaux usées et à la présence ou non d'eaux parasites, à la nature des eaux usées et leurs caractéristiques et, finalement, aux caractéristiques des sites de traitement disponibles.

3.1.1 Limites par rapport au débit d'eaux usées

Les limites d'application recommandées en fonction des débits d'eaux usées et du type d'élément épurateur sont les suivantes :

- a) pour des tranchées d'infiltration :
 - débit domestique $< 100 \text{ m}^3/\text{d}$;
 - débit d'eaux parasites $< 0,5$ débit domestique;
 - débit total $< 150 \text{ m}^3/\text{d}$.
- b) pour un lit d'infiltration ou un tertre à sable hors sol :
 - débit d'eaux parasites $< 0,5$ débit domestique;
 - débit total $< 50 \text{ m}^3/\text{d}$.

Note : Les systèmes de traitement par infiltration dans le sol ne sont pas compatibles avec les réseaux unitaires et tout apport significatif de captage d'eaux de pluie ou de drainage est à proscrire.

3.1.2 Limites par rapport aux caractéristiques des eaux usées

Les recommandations relatives aux installations septiques présentées dans le guide sont considérées comme valables pour des eaux usées dont les concentrations après la fosse septique ne dépassent pas les valeurs suivantes :

- $\text{DBO}_5 \leq 200 \text{ mg/L}$;
- $\text{MES} \leq 100 \text{ mg/L}$.

Des systèmes de traitement d'eaux usées par infiltration dans le sol peuvent parfois être considérés pour des eaux usées plus chargées, en les adaptant soit au moyen d'un prétraitement additionnel ou en réduisant le taux de charge hydraulique. Une attention particulière doit être portée aux effluents des restaurants ou autres effluents ayant des caractéristiques similaires.

Comme il est mentionné à la section 2.2.2, les effluents de fosses septiques qui reçoivent des eaux usées provenant de restaurants sont beaucoup plus chargés que les effluents typiques de fosses septiques recevant des eaux usées résidentielles. Siegrist *et al.* (1985) ont observé que des installations septiques desservant des restaurants avaient des charges élevées et avaient connu des problèmes de fonctionnement (colmatage du sol, accumulation d'eau à la surface d'application). Ils ont ensuite confirmé, par des essais en laboratoire sur des colonnes de sable, que celles alimentées par des effluents de fosses septiques de restaurants se colmataient beaucoup plus rapidement que celles alimentées par des effluents de fosses septiques de résidences.

Siegrist (1987), ainsi que Jenssen et Siegrist (1991), ont proposé d'appliquer des taux de charge hydraulique 2,5 fois moins grands pour l'infiltration d'un effluent de fosse septique de restaurant dans le sol que pour un effluent de fosse septique résidentielle. Ils précisent toutefois que des recherches additionnelles sont requises et que, compte tenu des incertitudes associées aux phénomènes de colmatage des sols, il peut être souhaitable d'utiliser un traitement plus poussé préalablement à l'infiltration d'effluents chargés.

Sur la base de la littérature citée précédemment, il est recommandé que le taux de charge hydraulique de conception d'une installation septique d'un restaurant soit réduit d'au moins 2,5 fois par rapport au taux de charge hydraulique recommandé pour des eaux usées domestiques résidentielles typiques, à moins qu'il soit démontré, au moyen de résultats d'échantillonnage, que les caractéristiques des eaux usées sont similaires à celles des eaux usées résidentielles.

Pour des eaux usées de nature différente ou ayant des concentrations plus élevées, une étude particulière doit être faite cas par cas en se basant sur une caractérisation détaillée des eaux usées et sur l'information disponible dans la littérature.

Le recours à un système de traitement préalable plus poussé mérite également d'être considéré, particulièrement pour les sols à plus faible conductivité hydraulique et pour les eaux usées les plus chargées.

Le consultant demeure responsable de concevoir une installation septique qui ne présentera pas de problèmes de colmatage prématuré du sol.

3.1.3 Contraintes reliées au site

Diverses contraintes reliées au site telles la nature du sol, sa perméabilité, la profondeur de la nappe d'eau, du roc ou d'une couche imperméable, la pente du terrain ou la superficie disponible peuvent constituer des obstacles à l'installation d'un élément épurateur ou de certains types d'éléments épurateurs. Certains aspects sont discutés en détail dans les sections suivantes.

3.2 ÉVALUATION DU SITE

Le concepteur a la responsabilité de s'assurer et de démontrer, au moyen de l'étude du site, que le système qui y sera implanté :

- permettra de maintenir une épaisseur minimale de sol non saturé sous la surface d'application des eaux usées afin que le sol puisse jouer efficacement son rôle épuratoire;
- permettra d'évacuer le débit appliqué sans résurgence;
- ne présentera pas de risque de contamination de l'environnement au sens du deuxième alinéa de l'article 20 de la *Loi sur la qualité de l'environnement* (LQE).

De manière générale, l'étude devrait comporter les éléments suivants :

- une cartographie du site et des lieux;
- le niveau de la nappe et le gradient hydraulique;
- la détermination des caractéristiques du sol;
- la conductivité hydraulique;
- la remontée de la nappe.

Certains de ces éléments peuvent s'avérer non essentiels si le consultant est en mesure d'assurer la fiabilité de l'installation qu'il propose au moyen d'une étude réduite. À titre d'exemple, le consultant pourrait juger non essentiel de procéder à des mesures du niveau de la nappe et du gradient hydraulique pour l'infiltration dans un sol granulaire moyen ou grossier d'un faible débit d'eaux usées de l'ordre de 5 à 10 m³/d, s'il possède des données fiables indiquant que la nappe phréatique est très profonde.

Les guides existants mentionnés au chapitre 1 (Dubé et Barabé, 1991, Dubé *et al.*, 1996) contiennent des renseignements techniques détaillés sur l'importance des diverses

caractéristiques d'un site en regard de son aptitude pour le traitement des eaux usées par infiltration dans le sol, entre autres : la localisation du site, sa superficie, sa topographie, son drainage, la texture du sol, sa structure, sa densité relative, sa stratification, sa couleur, sa conductivité hydraulique, son débit spécifique, la profondeur de la nappe phréatique, son gradient et sa remontée et la profondeur du roc ou d'une couche imperméable. Le regroupement de normes *ASTM Standards Related to On-site Septic Systems* (ASTM, 1997) constitue également un bon outil de travail pour l'étude des sites en vue du traitement des eaux usées par infiltration dans le sol.

Le contexte du présent guide ne permet pas d'expliquer chacun de ces facteurs. Il se limitera plutôt à établir des balises minimales de l'étude d'un site.

Les essais de percolation, souvent utilisés dans l'étude des sols pour le traitement des eaux usées des résidences isolées, peuvent être inadéquats ou insuffisants lorsqu'il s'agit de traiter des débits plus importants. Il est donc important de faire appel à de nouvelles approches et techniques d'évaluation des sites. L'utilisation des essais de percolation demeure tolérée pour les systèmes à plus faible débit lorsque le sol est très homogène mais devrait être complétée par des données relatives à la nature du sol.

3.2.1 Cartographie

La cartographie du site et des lieux devrait contenir les renseignements suivants :

- la topographie générale des lieux;
- le patron d'écoulement des eaux de surface;
- les dépressions, butons, etc.;
- les affleurements rocheux visibles;
- les pentes de terrain aux endroits stratégiques;
- la localisation des immeubles existants ou à construire;
- toute source d'approvisionnement en eau de consommation susceptible d'être affectée par la zone d'infiltration prévue (voir la section 3.3);
- les lacs, cours d'eau, marais, étangs, tourbières;
- les limites de propriété;
- les essais ou sondages effectués sur le terrain.

3.2.2 Niveau de la nappe phréatique et gradient hydraulique

Sauf pour de petits projets où, par exemple, la nappe est très profonde et le sol très perméable, le niveau de la nappe phréatique et le gradient hydraulique doivent être déterminés. Dans ce cas, au moins trois piézomètres sont requis de façon à permettre d'établir le gradient hydraulique. Le niveau de la nappe phréatique dans les piézomètres doit être relevé après un délai d'au moins 48 heures afin de permettre d'atteindre un niveau d'équilibre.

Puisque les mesures de niveau dans les piézomètres ne donnent qu'un portrait instantané au moment des lectures, il est essentiel de compléter cette information en procédant à une estimation du **niveau haut de la nappe phréatique** en tenant compte des facteurs suivants :

- les signes comme la végétation propre aux zones humides, les sols organiques, les marques laissées par l'eau;
- la connaissance de la région par des résidents ou autres permettant de localiser les surfaces potentielles d'inondation et les zones où le niveau de la nappe phréatique est généralement élevé;
- la topographie générale, les patrons de drainage de surface et le niveau d'eau dans les fossés, rivières ou lacs, en tenant compte des sols à capillarité élevée, le cas échéant;
- l'inspection du sol provenant des trous de forage ou de puits d'essais pour détecter les sols montrant des moirures de couleur brun rougeâtre ou brun jaunâtre, indiquant qu'ils sont probablement périodiquement saturés, ou les sols gris et humides indicatifs d'un sol généralement saturé et dont les pores sont dépourvus d'oxygène.

3.2.3 Caractéristiques et conductivité hydraulique du sol

Des sondages sont requis afin d'établir le profil stratigraphique du sol, incluant l'horizon de sol de la zone d'interface d'application des eaux usées au milieu récepteur naturel, celui du milieu de traitement proprement dit et celui caractéristique d'une limite de perméabilité apparente. Les sondages devraient avoir une profondeur d'au moins 3 mètres. Un minimum de 3 sondages est recommandé pour les plus petites installations. Un nombre suffisant d'échantillons représentatifs doit être prélevé pour effectuer des analyses granulométriques. Le nombre de sondages, d'analyses et d'essais de conductivité hydraulique recommandés en fonction du débit d'eaux usées à traiter est résumé au tableau 3.1. Ce tableau est inspiré du tableau 5-8 du guide de Dubé *et al.* (1996).

Tableau 3.1 Sondages et essais recommandés

Débit de conception (m ³ /d)	Excavation à la rétrocaveuse	Analyse de texture et structure (<i>in situ</i>)	Analyse granulo-sédimento-métrique	Essais de conductivité hydraulique (lab.)	Essais de conductivité hydraulique (<i>in situ</i>)
Q < 20	3 + 1	1/strat/exc.	3 et plus	facultatif	facultatif
20 < Q < 50	6 + 2	1/strat/exc.	8 et plus	10 et plus	10 et plus
50 < Q < 100	10 + 3	1/strat/exc.	10 et plus	13 et plus	13 et plus
100 < Q < 150	12 + 4	1/strat/exc.	12 et plus	16 et plus	16 et plus

En ce qui concerne les excavations à la rétrocaveuse, le premier nombre avant le signe « + » indique le nombre d'excavations localisées pour déterminer les conditions de la zone de traitement alors que le deuxième indique le nombre d'excavations visant à déterminer les conditions en aval de la zone d'infiltration dans le sens du gradient hydraulique. Les excavations visant à caractériser la zone de traitement devraient être faites autant que possible en bordure des sections de l'élément épurateur de façon à éviter de perturber les zones d'infiltration. Il faut également éviter de compacter les zones d'infiltration par la circulation de machinerie lors des essais.

Le nombre de sondages et d'analyses peut être modifié selon les recommandations d'un professionnel expert en la matière en tenant compte des connaissances qu'il a des sols de la région visée et des conditions d'homogénéité du secteur à l'étude. Suivant les mêmes conditions, les excavations à la rétrocaveuse pourraient également être remplacées par des sondages à la tarière pour les plus petites installations. La tarière de type vis d'Archimède est toutefois à éviter parce qu'elle amène un remaniement important du sol et un mélange des couches.

La norme ASTM D 5126 - 90 *Standard Guide for Comparison of Field Methods for Determining Hydraulic Conductivity in the Vadose Zone* (ASTM, 1997) présente une analyse de diverses méthodes disponibles pour déterminer la conductivité hydraulique d'un sol devant être utilisé pour le traitement des eaux usées par infiltration dans le sol. Un perméamètre à haute conductivité hydraulique (type Tresco) a été utilisé dans plusieurs applications au Québec. On peut trouver des renseignements sur cette méthode de mesure dans le guide de Dubé et Barabé (1991). Le choix d'une méthode doit se faire en tenant compte de ses limites d'application.

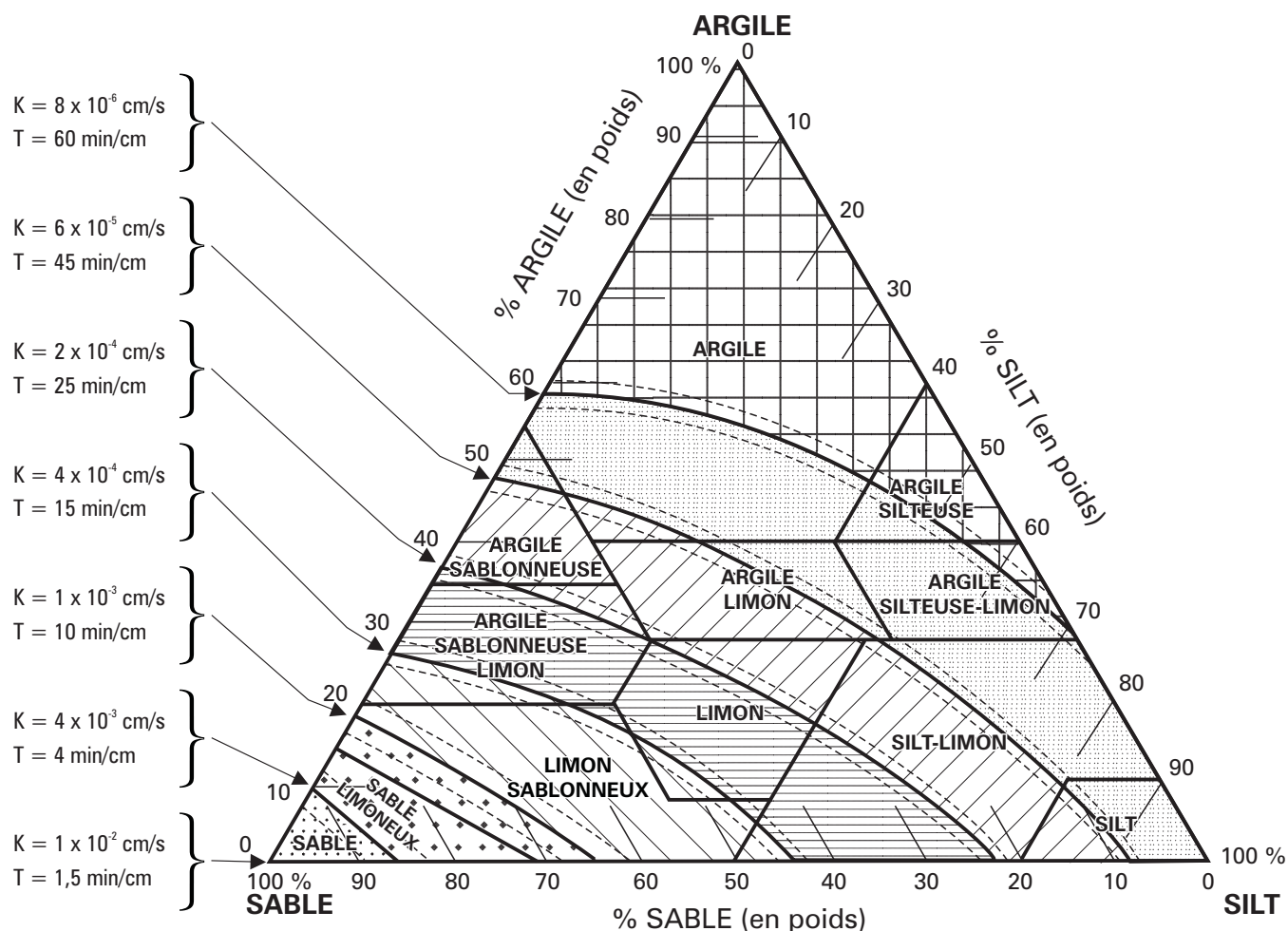
Les essais au laboratoire permettent de vérifier l'ordre de grandeur des conductivités hydrauliques ou de détecter des anomalies dans les lectures faites sur place.

Pour les ouvrages de capacité inférieure, la conductivité hydraulique peut être estimée à partir de la texture du sol (voir figure 3.1). Une prudence particulière et l'avis d'un expert

sont requis pour la plage de conductivité hydraulique allant de 4×10^{-4} à 6×10^{-5} cm/s et surtout en présence d'argile susceptible de gonfler. De plus, une telle estimation devrait être complétée et interprétée à la lumière de l'analyse des autres caractéristiques du sol énumérées précédemment (structure, densité relative ou autre). Hantzsche *et al.* (1981) recommandent d'ajuster le point correspondant à la granulométrie mesurée en fonction d'un équivalent d'une augmentation de 15 % de sa teneur en argile pour fins d'utilisation de la figure pour les sols très compacts (limon ou sol plus fin ayant une densité relative supérieure à 1,5 ou sable ayant une densité relative supérieure à 1,7).

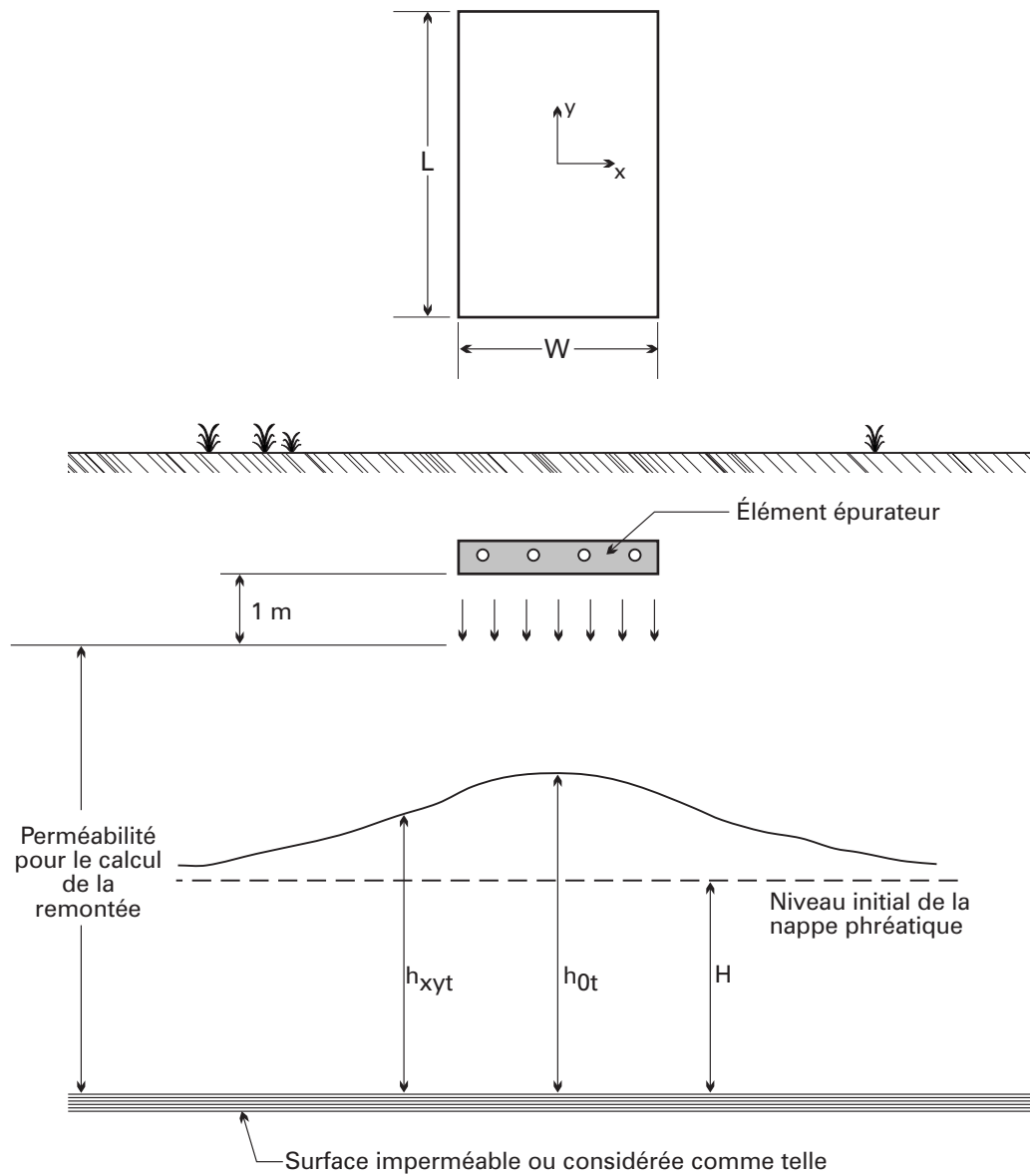
3.2.4 Remontée de la nappe

Pour s'assurer de maintenir en tout temps des conditions non saturées dans les 90 premiers centimètres sous l'interface d'application, on doit normalement procéder au calcul théorique de la remontée du niveau de la nappe (figure 3.2). Le modèle de Hantush est le plus couramment utilisé à cette fin. Ce modèle est présenté dans le guide de Dubé *et al.* (1996). Une version du logiciel préparé par Dubé *et al.*, fonctionnant avec les logiciels Excel 97 ou Excel 2000 peut être obtenue sur demande auprès des directions régionales du ministère de l'Environnement. Pour les cas où le gradient hydraulique est trop élevé (plus de 1 %) pour permettre l'application du modèle de Hantush, une approche basée sur la loi de Darcy (figure 3.3) peut être utilisée pour s'assurer que la capacité d'évacuation du site est suffisante et que la zone non saturée requise pourra être maintenue (Dubé *et al.*, 1996). Dans les cas limites, il peut être préférable de vérifier par les deux méthodes.



- 1 : Pour chaque 10 % (en poids) de contenu en gravier et cailloux de l'échantillon, on doit ajouter un équivalent en poids de sable de 1 %.
- 2 : Le trait continu entre chaque classe de conductivité hydraulique relative (en termes de « K » et de « T »), représente une valeur moyenne approximative pour chacune des textures de sol représentées. Les traits pointillés indiquent un écart moyen en raison des caractéristiques fondamentales de l'échantillon analysé (structure, densité, etc.).
- 3 : Se déplacer d'un équivalent de 15 % d'augmentation de contenu en argile pour les sols compacts (limon ou sols plus fins ayant une densité relative supérieure à 1,5 ou sable ayant une densité relative supérieure à 1,7).

Figure 3.1 Corrélation entre la texture du sol et sa valeur probable de conductivité hydraulique (inspirée de figure 5.4 de Dubé *et al.*, 1996 et de Hantzsche *et al.*, 1981)

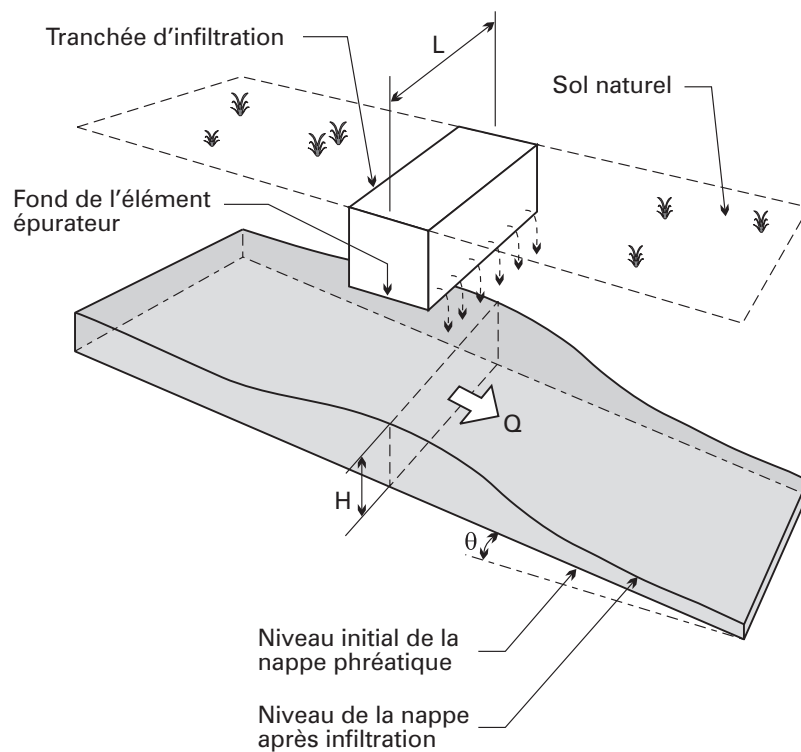


H : Épaisseur initiale du sol saturé entre la couche imperméable et le dessus de la nappe;

h_{0t} : Hauteur maximale de la nappe au temps t ;

h_{xyt} : Hauteur de la nappe au temps t et aux coordonnées x et y par rapport au centre de la surface d'application.

Figure 3.2 Remontée de la nappe phréatique sous un élément épurateur
(inspirée de la figure 5.5 de Dubé *et al.*, 1996)



$$Q = kiA = kiLH$$

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 3.3 Évacuation de l'eau dans le sol selon la loi de Darcy

3.3 PROTECTION DES EAUX SOUTERRAINES

Lors de l'établissement de systèmes de traitement des eaux usées par infiltration dans le sol, il est primordial d'assurer la protection des sources d'approvisionnement en eau potable. **L'ingénieur mandaté a la responsabilité de s'assurer que l'exploitation des ouvrages proposés ne constituera pas une source de contamination de l'eau captée par un ouvrage de captage au-delà des critères fixés pour l'alimentation en eau.**

Les paramètres généralement considérés comme étant les plus importants, en regard du traitement par le sol des eaux usées domestiques et de son impact sur la qualité de l'eau souterraine prélevée pour fins de consommation, sont la contamination de nature bactériologique ou virologique et les nitrates. La réduction de la contamination bactériologique ou virologique est fonction des mécanismes d'atténuation des sols et du temps de survie des micro-organismes. Elle peut être associée au périmètre de protection rapprochée d'une source de captage. Les nitrates sont un contaminant persistant. Son effet peut avoir un impact sur une distance beaucoup plus grande associée plutôt au périmètre de protection éloignée.

Protection bactériologique et virologique

Une distance minimale de 15 mètres est nécessaire entre une zone d'infiltration d'eaux usées et un puits tubulaire dont la profondeur est de 6 mètres ou plus et qui répond aux conditions suivantes :

- le puits doit être foré de manière à obtenir un diamètre d'au moins 10 cm supérieur au diamètre extérieur du tubage;
- le tubage doit être installé à au moins 6 m de profondeur à partir de la surface du sol naturel;
- l'espace annulaire doit être rempli selon les règles de l'art au moyen d'un matériau qui assure un scellement étanche et durable tel un mélange ciment-bentonite.

Une distance minimale de 15 mètres est nécessaire entre une zone d'infiltration d'eaux usées et tout autre puits ou source servant à l'alimentation en eau.

Si un ouvrage de captage d'eau de consommation de plus d'une résidence est situé à moins de 300 mètres en aval de la zone d'infiltration, le périmètre de protection rapprochée doit être pris en considération (Lacouline, 1995). Dans le cas d'une nappe libre, il est interdit d'infiltrer des eaux usées à une distance inférieure à celle correspondant à un temps de transfert de 550 jours ou moins, cette distance ne devant jamais être inférieure à 100 mètres. Dans le cas d'une nappe captive protégée de la zone d'infiltration par une couche suffisante de sol peu perméable, des exceptions pourront être acceptées s'il est démontré qu'il n'y a pas de risques de contamination de la source de captage.

Nitrates

L'infiltration des eaux usées dans le sol ne doit pas entraîner une concentration en nitrates supérieure à 10 mg/L N dans un ouvrage de captage d'eau de consommation. Si la zone d'infiltration est située à l'intérieur du périmètre de protection éloignée (temps de transfert de 5 ans) et à moins de 300 mètres d'un ouvrage de captage d'eau de consommation, une évaluation de la vulnérabilité des eaux souterraines doit être faite. L'infiltration dans le sol peut être considérée mais doit alors être accompagnée d'un suivi de l'impact sur les eaux souterraines au moyen de puits d'échantillonnage.

3.4 FOSSE SEPTIQUE

Le système de prétraitement le plus couramment utilisé préalablement au traitement des eaux usées par infiltration dans le sol est la fosse septique. Elle sert à rendre les eaux usées compatibles avec une infiltration dans le sol. Les matières les plus lourdes sédimentent et forment un dépôt de boues au fond de la fosse alors que les matières les plus légères telles que les graisses flottent et s'accumulent en surface. Les principales caractéristiques des fosses septiques sont illustrées à la figure 3.4.

3.4.1 Capacité

La capacité de la fosse septique doit être suffisante pour permettre l'accumulation des boues et des matières flottantes en plus d'assurer assez d'espace entre les boues et les matières flottantes pour maintenir une séparation efficace des solides entre deux vidanges.

L'approche généralement utilisée dans le passé pour établir le volume effectif d'une fosse septique était basée sur les recommandations du *Manual of Septic Tank Practice*, publié pour la première fois en 1957 par le U.S. Department of Health, Education, and Welfare - Public Health Service. Selon cette approche, plus le débit est important, plus le temps de rétention est réduit. Le volume recommandé varie entre 1,5 fois le débit journalier pour un débit de 3 240 L/d et 0,75 fois le débit journalier plus 4 260 L pour les grands débits. À titre de comparaison, le temps de rétention réel dans les fosses septiques desservant des résidences isolées peut atteindre 3 à 4 jours.

Des références plus récentes démontrent un net changement de tendances aux États-Unis. Il est recommandé dans *A Reference Handbook on Small-Scale Technology*, publié en 1985 par le U.S. Department of Housing and Urban Development, Office of Policy Development and Research, Washington D.C., de prévoir un volume effectif d'au moins 1,5 fois le débit quotidien. Salvato (1992) mentionne qu'une grande fosse septique ne devrait jamais avoir un temps de rétention de moins de 24 à 72 heures. Il propose même, pour des établissements commerciaux ou institutionnels dont la majeure partie du débit se trouve concentrée à une période donnée de la journée, de majorer le volume de la fosse septique en proportion. Plusieurs États américains exigent maintenant un volume effectif de l'ordre de 1,5 fois le

débit quotidien ou plus. Crites et Tchobanoglous (1998) recommandent comme règle simplifiée que le volume d'une grande fosse septique soit égal à 5 fois le débit moyen.

Les problèmes de mauvais fonctionnement d'installations septiques se produisent davantage dans les grandes installations et les phénomènes complexes de remontée hydraulique peuvent se produire même dans des grandes fosses septiques. Il y a donc lieu d'adopter une approche sécuritaire dans le prétraitement des grands débits pour maximiser la protection de l'élément épurateur.

Compte tenu des raisons mentionnées ci-dessus, le volume effectif recommandé pour une fosse septique est d'au moins 1,5 fois le débit de conception pour tous les débits supérieurs à 3 240 L/d.

Dans les cas où les variations de débits sont connues (à partir de mesures de débits ou autres relevés détaillés), les valeurs de débits peuvent être disponibles pour différentes conditions telles le débit moyen, le débit moyen soutenu (nappe haute, occupation haute saison ou autre), débit maximal journalier (journées à usage exceptionnel, débit de captage ou autre) et débit de pointe horaire ou maximal. **Dans des cas semblables, un volume effectif égal à 1,5 fois le débit moyen soutenu pourrait être acceptable, mais on devrait s'assurer qu'il soit au moins égal à une fois le débit maximal journalier.**

3.4.2 Géométrie

a) Compartimentation

La pratique généralement établie consiste à diviser la fosse septique en deux compartiments dans des proportions d'environ 2/3 du volume pour le premier compartiment et 1/3 pour le deuxième. Certains auteurs remettent en question cette pratique en se basant sur le principe qu'il serait théoriquement plus efficace d'avoir un grand décanteur que deux petits décanteurs surchargés hydrauliquement afin de pouvoir bénéficier davantage de l'entière superficie pour accumuler les boues.

En raison de l'accumulation à long terme des boues et des gaz de digestion ainsi que de sa profondeur réduite comparativement à un décanteur, une fosse septique est plus vulnérable à des remises en suspension et à l'entraînement de boues vers la sortie. La division en deux compartiments de volumes inégaux minimise les oscillations à la suite de chocs hydrauliques. La présence d'un deuxième compartiment dans lequel il y a moins de boues accumulées et pour lequel les turbulences hydrauliques causées par le débit d'entrée sont déjà amorties dans le premier compartiment demeure un élément de sécurité important pour prévenir l'entraînement de boues jusqu'à la sortie en cas de perturbations hydrauliques.

La division de la fosse septique en deux compartiments dans des proportions de 2/3 - 1/3 est donc recommandée, tout en s'assurant que la superficie du premier compartiment est suffisamment grande pour assurer une bonne décantation.

La cloison séparatrice entre les deux compartiments doit prévenir le transfert des boues et des écumes d'un compartiment à l'autre en engendrant le moins de courant hydraulique possible dans la fosse. Elle doit être munie d'une ouverture continue sur toute la largeur de la fosse ou d'ouvertures multiples également réparties sur toute la largeur, d'au moins 125 mm de hauteur, situées à environ 25 à 40 % de la hauteur du liquide par rapport à la surface. S'il s'agit d'ouvertures multiples, la largeur totale de celles-ci devrait être égale à au moins 50 % de la largeur de la fosse septique. La cloison doit monter jusqu'à au moins 150 mm au-dessus du niveau du liquide pour permettre de retenir les écumes et un espace libre d'au moins 25 à 50 mm doit être conservé au-dessus de celle-ci pour permettre la libre circulation de l'air. Des espaces plus grands peuvent être requis en fonction des spécifications du paragraphe a) de la section 3.4.3.

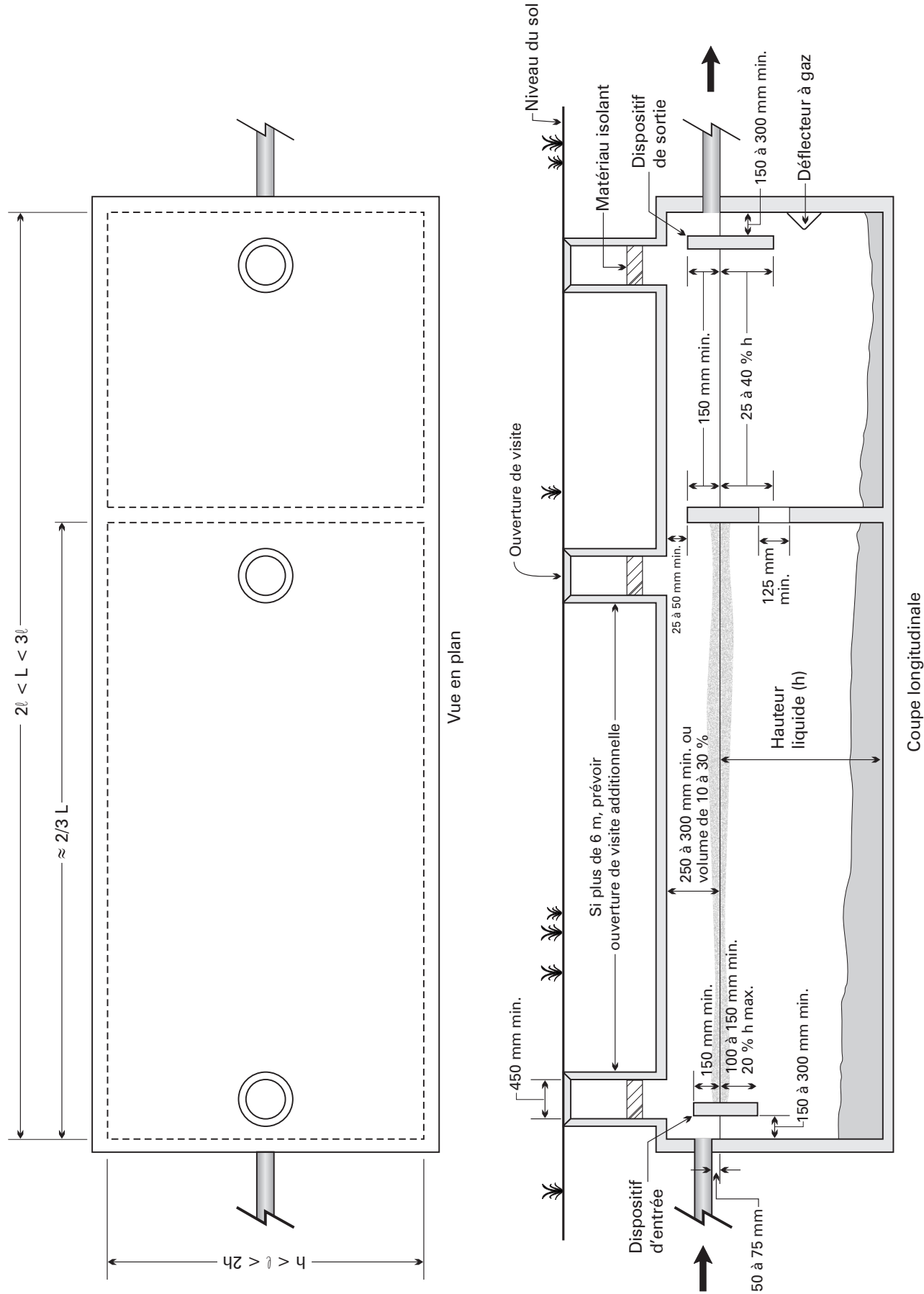
b) Rapports dimensionnels

Les dimensions des fosses septiques résidentielles sont normalisées (norme NQ 3680-905). On trouve cependant peu de recommandations précises relatives à la géométrie des grandes fosses septiques dans la littérature. La fosse septique doit être conçue de façon à avoir des volumes adéquats pour l'emménagement des boues et des écumes tout en optimisant les conditions de décantation. Il est généralement reconnu qu'une superficie plus grande favorise une meilleure efficacité.

Les rapports géométriques les plus fréquents pour des fosses septiques de volume ne dépassant pas $4,8 \text{ m}^3$ sont :

- hauteur liquide entre 0,8 m et 1,8 m;
- largeur entre 1 et 2 fois la hauteur liquide;
- longueur entre 2 et 3 fois la largeur.

L'application de ces balises limiterait le volume maximal d'une fosse septique à 70 m^3 . De plus grandes hauteurs de liquides peuvent donc être considérées pour les grandes fosses. Il faut toutefois s'assurer de maintenir une superficie suffisante pour ne pas affecter le rendement de la fosse. La hauteur du liquide peut également être limitée par les facilités d'entretien et de vidange de la fosse, une hauteur du liquide supérieure à 3 m, en tenant compte de la profondeur d'enfouissement (fond de la fosse à 4,5 m de la surface du sol), pouvant devenir problématique pour les équipements de vidange courants.



Notes : D'autres types de dispositifs d'entrée et de sortie peuvent être utilisés surtout pour les petites fosses.
Le dispositif de sortie n'est pas requis si un préfiltre est intégré dans la fosse.

Figure 3.4 Fosse septique

c) Cas particuliers à débit de pointe élevé

Les critères habituellement utilisés en décantation, principalement le taux de charge hydraulique superficiel, ne sont généralement pas spécifiés dans la littérature relative aux fosses septiques. Toutefois, à titre d'exemple, la charge hydraulique superficielle pour une résidence, sur l'ensemble de la fosse, serait de l'ordre de 0,7 à 1,0 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$ au débit de conception journalier. Les rapports de dimensions ci-dessus pour les grandes fosses septiques donnent des taux de charge hydraulique superficielle de 0,72 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$ à 1,95 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$ pour le débit de conception, soit un ordre de grandeur assez comparable.

Puisque la décantation et, à plus forte raison, le comportement d'une fosse septique ne dépendent pas uniquement du débit de conception (débit moyen soutenu ou débit journalier maximal) mais dépendent surtout du débit de pointe, il y a lieu d'être très prudent dans la conception d'une fosse septique si des pointes importantes peuvent se produire. En considérant un cas limite d'une résidence où 25 % du débit de conception serait acheminé à la fosse sur une période de une heure, le taux de charge hydraulique résultant d'un tel débit de pointe serait de 4 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$ sur l'ensemble de la fosse et de 6 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$ sur le premier compartiment. Ces taux sont sensiblement comparables à celui déjà recommandé pour de petits décanteurs dans *U.S. Army Technical Manual - Domestic Wastewater Treatment (1978)*, qui est de 4 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$ à débit moyen et de 8 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$ à débit maximal. Considérant que les conditions d'exploitation d'une fosse septique sont plus critiques que celles d'un décanteur à cause des boues accumulées et des gaz de digestion, on peut s'interroger sur l'efficacité des fosses septiques dont le taux de charge hydraulique sur le premier compartiment dépasserait sensiblement un tel ordre de grandeur, soit 4 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$ pour le débit maximal journalier et 8 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$ pour le débit de pointe horaire. **Il peut donc être préférable d'installer une fosse septique plus grande dans certains cas où des débits maximaux élevés, des débits journaliers ou des débits de pointe peuvent se produire.**

d) Alimentation par pompage

L'expérience récente des fosses septiques installées à l'intérieur du programme d'assainissement des eaux (PAEQ ou PADEM) a démontré que la présence d'une station de pompage en amont d'une fosse septique peut perturber grandement son fonctionnement et en affecter le rendement. **Il est toujours préférable, lorsqu'il est possible de le faire, de pomper en aval de la fosse septique plutôt qu'en amont.** Lorsque l'on ne peut éviter de pomper les eaux usées en amont de la fosse septique, il faut s'assurer que le pompage ne gêne pas le fonctionnement de la fosse septique de façon excessive.

Le taux de charge hydraulique de pointe doit être vérifié au débit maximal réellement pompé, soit au débit calibré dans le cas de pompes existantes. Dans le cas de pompes qui seront installées dans le futur, les limites maximales du débit pouvant être pompées devront être spécifiées et rigoureusement respectées en tenant compte des conditions de pertes de charges minimales, c'est-à-dire de la tête statique et dynamique minimum (niveau haut dans

le puits de pompage, conduite neuve), car les facteurs de sécurité souvent utilisés dans le calcul des pertes de charge et les choix de pompes disponibles entraînent souvent des débits réels beaucoup plus élevés que les débits visés à la conception.

À titre de comparaison, le débit maximal instantané d'une résidence, qui peut être d'environ 0,3 à 0,6 L/s (EPA, 1992), entraîne des taux de charge hydraulique superficielle de l'ordre de 12 à 23 m³/m².d pour l'ensemble d'une fosse septique typique d'une résidence de trois chambres à coucher et de 18 à 35 m³/m².d pour son premier compartiment. Il s'agit là de conditions extrêmes qui ne devraient jamais être dépassées dans de plus grandes fosses. Dans le cas d'un poste de pompage, le débit maximal se produit à chaque démarrage de pompe et non occasionnellement, de sorte qu'on devrait viser plutôt la plage inférieure des taux de charge hydraulique mentionnés ci-dessus. Salvato (1992) mentionne d'ailleurs que si le pompage est requis, un bassin d'égalisation en tête de la fosse septique est nécessaire pour prévenir le lessivage de la fosse et l'entraînement des solides. **Si les débits pompés sont trop élevés, on devrait considérer l'utilisation d'un bassin d'égalisation ou un autre moyen visant à réduire le débit et dissiper l'énergie avant d'atteindre la fosse septique.**

3.4.3 Autres caractéristiques

a) Espace libre au-dessus du volume du liquide

Un espace est requis au-dessus du volume liquide pour permettre l'accumulation des écumes qui flottent au-dessus du niveau du liquide et assurer un espace de ventilation des gaz de digestion. Une hauteur d'au moins 250 à 300 mm ou un volume d'environ 10 à 30 % du volume du liquide est généralement recommandé.

b) Dispositifs d'entrée et de sortie

Les dispositifs d'entrée et de sortie d'une fosse septique doivent être conçus de façon à entraîner le moins de solides possible vers la sortie.

Le dispositif d'entrée doit permettre de dissiper l'énergie, minimiser la turbulence et prévenir les écoulements préférentiels. Les dispositifs d'entrée applicables dans les petites fosses sont des déflecteurs, des margelles, des tés ou des coudes pied-de-biche. Pour les grandes fosses, les déflecteurs devraient être privilégiés pour éviter d'induire de trop grands courants hydrauliques. Les déflecteurs doivent généralement respecter les caractéristiques suivantes :

- distance de 150 à 300 mm par rapport à la paroi;
- prolongement d'au moins 150 mm au-dessus du niveau du liquide ou jusqu'au niveau de la couronne du tuyau d'entrée en conservant un espace d'au moins 25 à 75 mm sous le dessus de la fosse pour la ventilation;

- prolongement d'au moins 100 mm sous la surface, et de préférence plus de 150 mm, mais ne dépassant pas 20 % de la profondeur d'eau;
- matériel résistant à la corrosion.

La pratique la plus courante consiste à placer le radier de la conduite d'entrée à environ 50 à 75 mm au-dessus du niveau de l'eau pour prévenir le refoulement et le dépôt de solides. Des études de comportement hydraulique ont toutefois démontré qu'une entrée noyée de grand diamètre permet de réduire les courants dans la fosse. Celle-ci doit cependant être profilée pour prévenir les dépôts de solides.

Le dispositif de sortie doit permettre de retenir les boues et les écumes de même que prévenir l'entraînement de particules soulevées par les gaz de digestion. Comme pour le dispositif d'entrée, les déflecteurs sont préconisés plutôt que les tés pour les grandes fosses. Le dispositif de sortie répond généralement aux caractéristiques suivantes :

- distance de 150 à 300 mm par rapport à la paroi;
- prolongement d'au moins 150 mm au-dessus du niveau liquide en conservant un espace d'au moins 25 à 75 mm sous le dessus de la fosse pour la ventilation;
- prolongement jusqu'à environ 25 à 40 % de la profondeur d'eau;
- déflecteur à gaz au-dessous du dispositif de sortie;
- matériel résistant à la corrosion.

Si un préfiltre est incorporé directement dans la fosse septique (voir **3.5**), il remplace le dispositif de sortie.

Des variantes inspirées des dispositifs de sortie des décanteurs peuvent être considérées comme solution de rechange, surtout lorsque les fosses sont grandes et larges. L'une de ces variantes consiste à placer un collecteur transversal muni d'orifices à 2 heures et 10 heures, répartis sur sa longueur, et d'au moins un orifice de drainage dans sa partie basse.

c) Ouvertures de visite

Chaque fosse septique doit être munie d'au moins une ouverture de visite dans chaque compartiment, l'une devant être située au-dessus de l'entrée et l'autre au-dessus de la sortie. Elles doivent assurer une ouverture libre d'au moins 450 mm de diamètre ou 450 mm de dimension minimale si les ouvertures sont non circulaires. Elles sont surmontées de cheminées étanches jusqu'à la surface du sol, conçues pour empêcher l'entrée d'eaux de ruissellement et munies d'isolant. Le couvercle doit être conçu de façon à empêcher la pénétration des eaux de ruissellement et devrait être verrouillé pour fins de sécurité.

Pour de grandes fosses, des ouvertures de visite additionnelles sont recommandées de façon que la distance entre deux ouvertures ne dépasse pas 6 mètres. L'une des ouvertures devrait alors être placée au-dessus de la sortie du premier compartiment.

d) Étanchéité

La fosse septique doit être étanche.

e) Résistance structurale

La fosse septique doit être conçue pour résister à la pression du sol en tenant compte de sa profondeur et de l'épaisseur de recouvrement prévue. On doit également tenir compte de la poussée hydrostatique. La fosse septique doit aussi être résistante à la corrosion.

3.4.4 Ventilation

La ventilation de la fosse septique a pour but d'assurer l'évacuation des gaz de digestion sans occasionner de nuisances. Pour que la ventilation se fasse, il faut qu'il y ait circulation d'air, donc une entrée et une sortie d'air. Dans les installations conventionnelles de type résidentiel ou l'équivalent (un seul bâtiment desservi) avec un élément épurateur gravitaire, la ventilation se fait généralement au moyen de l'évent du bâtiment d'une part et de l'élément épurateur ou de l'accès à la fosse (s'il n'est pas étanche à l'air) d'autre part. Si ce n'est pas le cas (alimentation par pompage ou autre), on doit s'assurer que la ventilation de la fosse puisse se faire autrement.

3.4.5 Fosses septiques en série ou en parallèle

Il est généralement préférable d'utiliser une seule fosse septique.

L'utilisation de deux fosses septiques en série peut être considérée comme solution de rechange à la division d'une fosse en deux compartiments. Il faut toutefois s'assurer que les fosses en série offriront des conditions adéquates de décantation. Il est donc important d'éviter un compartiment trop petit pour le débit à traiter. Lorsque deux fosses septiques sont utilisées en série, ces fosses ne doivent pas être compartimentées. Les proportions entre la capacité de la première et de la deuxième fosse doivent être de l'ordre de $2/3 - 1/3$, comme pour les deux compartiments d'une même fosse.

L'utilisation de fosses septiques en parallèle n'est pas recommandée à cause des difficultés de répartition du débit et des matières polluantes entre les fosses.

3.4.6 Localisation

Toute fosse septique doit être installée à un endroit :

- exempt de circulation motorisée;
- où elle n'est pas susceptible d'être submergée;
- accessible pour en effectuer la vidange;
- conforme aux distances indiquées dans le tableau qui suit.

Point de référence	Distance minimale (mètres)
Puits ou source servant à l'alimentation en eau	15
Lac ou cours d'eau	à l'extérieur de la bande riveraine
Marais ou étang	10
Conduite d'eau de consommation, limite de propriété ou bâtiment	1,5

Dans les cas de grandes fosses septiques et particulièrement des fosses septiques communautaires, la localisation doit être faite de façon à minimiser les inconvénients aux résidences voisines causés par la ventilation ou les travaux d'entretien et de vidange.

3.4.7 Entretien

Le niveau de boues et l'épaisseur de l'écume doivent être mesurés régulièrement. La vidange de la fosse septique doit être faite au besoin de façon à éviter que les boues ou l'écume ne soient entraînées vers l'élément épurateur.

Les critères qui motivent la décision de vidanger les fosses septiques le plus souvent mentionnés dans la littérature ou les règlements américains sont les suivants :

- distance d'au moins 75 mm entre le dessous de la couche d'écume et le dessus des orifices entre les compartiments ou le bas de la chicane à la sortie;
- distance d'au moins 300 mm entre le dessus de la couche de boues et le radier des orifices entre les compartiments ou le bas de la chicane à la sortie;
- épaisseur totale de boues et d'écumes ne dépassant pas 33 à 40 % de la hauteur du liquide.

3.5 PRÉFILTRE

L'ajout d'un ou de plusieurs préfiltres à la sortie de la fosse septique ou entre la fosse septique et l'élément épurateur est fortement recommandé. Les préfiltres sont essentiels dans tous les cas où l'alimentation de l'élément épurateur doit se faire au moyen d'un système de distribution sous faible pression.

Ils préviennent le colmatage des orifices du réseau de distribution ou du sol par des solides à flottabilité neutre comme des matières plastiques ou autres. Ils ne peuvent toutefois pas se substituer à une bonne fosse septique ou servir de prétexte à une conception moins conservatrice puisqu'ils ne sont généralement pas efficaces pour retenir les boues liquides et les matières en suspension dont les dimensions sont plus petites que celles des orifices des préfiltres.

Les préfiltres doivent être conçus de manière à retenir les solides à flottabilité neutre présentant une arête ou un diamètre supérieur à 3,2 mm tout en permettant le passage de l'effluent de la fosse septique sans risque de colmatage prématuré. Il doit également être conçu de façon à ce qu'un entretien régulier ou un nettoyage puisse être effectué facilement.

Les préfiltres doivent être conformes à une norme d'un organisme reconnu (BNQ, NSF). Dans le cas contraire, il est de la responsabilité du consultant de s'assurer et de démontrer que les préfiltres utilisés sont éprouvés (utilisation ailleurs ou résultats d'essais).

3.6 PIÈGE À MATIÈRES GRASSES

L'ajout d'un piège à matières grasses est requis sur l'égout de cuisine des établissements où la quantité d'eaux usées de cuisine est importante, tels les restaurants, les hôtels et les établissements institutionnels avec cafétéria (hôpitaux, école ou autres). Le volume du piège à matières grasses doit permettre une séparation efficace des huiles et graisses par flottation et un abaissement suffisant de la température pour favoriser la solidification des graisses et empêcher de solubiliser de nouveau les graisses accumulées.

Il est généralement recommandé d'installer un bassin de type comparable à une fosse septique pour capter les matières grasses. Il est alors normalement localisé à l'extérieur de l'établissement et relié à une canalisation séparée provenant des eaux de cuisine. Aucun broyeur à déchets ne devrait être raccordé en amont du piège à matières grasses. L'effluent est acheminé vers la fosse septique. Le piège à matières grasses doit être localisé à un endroit facilement accessible pour le nettoyage et à proximité des sources de rejet de matières grasses.

Le volume du piège à matières grasses est basé sur le nombre de sièges ou le nombre de repas servis selon l'une ou l'autre des formules suivantes, adaptées de *Design Manual - Onsite Wastewater Treatment and Disposal Systems*, (EPA, 1980) :

$$V = NS \times Q \times FE \times (Hr/2) \times FC$$

où

V	=	volume du piège à matières grasses
NS	=	nombre de sièges
Q	=	volume d'eaux usées par repas, normalement 20 L
FE	=	facteur d'emmagasiner, égal à 2,5 si traitement autonome
Hr	=	nombre d'heures d'ouverture
FC	=	facteur de charge, variant de 0,5 pour un restaurant sur le long d'une route secondaire à 1,25 pour un restaurant le long d'une autoroute

ou

$$V = NR \times Q \times FE \times 2,5 \times FC$$

où

V	=	volume du piège à matières grasses
NR	=	nombre de repas servis par jour
Q	=	volume d'eaux usées par repas, normalement 20 L
FE	=	facteur d'emmagasiner, égal à 2,5 si traitement autonome
FC	=	facteur de charge, variant de 0,5 s'il n'y a pas de lave-vaisselle à 1,0 avec un lave-vaisselle (on doit ajouter 0,25 si un broyeur à déchets est raccordé au piège à matières grasses mais il est préférable de ne pas le raccorder)

La capacité minimale du piège à matières grasses alors recommandée est de 2 000 litres.

La réglementation en France exige que la superficie du piège à matières grasses soit d'au moins 0,25 m² par L/s de débit de pointe à l'entrée.

L'entrée et la sortie doivent être munies de tés plongeants ou d'une chicane. Le té ou la chicane à la sortie descend jusqu'à 150 ou 200 mm du fond du bassin.

On doit prévoir une ouverture d'accès d'au moins 600 mm de diamètre. L'ouverture doit être munie d'un couvercle étanche. Le piège à matières grasses doit être ventilé.

Dans certains cas où la plomberie existante ne permet pas de canaliser séparément les eaux de cuisine vers un piège à matières grasses, des pièges à matières grasses vendus commercialement doivent être utilisés à proximité des sources de matières grasses. Ils doivent être sélectionnés de manière à assurer une protection adéquate de l'installation septique. Ils sont alors généralement sélectionnés en fonction des accessoires raccordés, en se basant sur le tableau suivant (EPA, 1980; Ontario Ministry of the Environment, 1982) :

Type d'accessoire	Débit L/min	Capacité d'accumulation de graisses kg	Capacité par accessoire raccordé L
Évier de cuisine de restaurant	60	14	150
Évier à vaisselle à un compartiment	75	18	190
Évier à vaisselle à deux compartiments	95	23	240
Deux éviers à un compartiment	95	23	240
Deux éviers à deux compartiments	130	30	330
Lave-vaisselle de restaurant :			
— Jusqu'à 115 L de capacité	60	14	150
— Jusqu'à 190 L de capacité	95	23	240
— Entre 190 et 380 L de capacité	150	36	375

Les pièges à matières grasses doivent être inspectés et vidangés régulièrement. Il est recommandé de vidanger le piège à matières grasses lorsque les matières grasses atteignent la moitié de la profondeur d'eau ou lorsque l'accumulation à l'intérieur atteint 75 % de sa capacité nominale d'accumulation.

3.7 TYPES D'ÉLÉMENTS ÉPURATEURS

Le présent guide porte sur les types d'éléments épurateurs suivants :

- les tranchées d'infiltration;
- les lits d'infiltration;
- les tertres à sable hors sol;
- l'élément épurateur à la surface du sol;
- l'élément épurateur avec matériau de remblai;
- l'élément épurateur avec drainage de la nappe.

Des limites d'application de différents types d'éléments épurateurs par rapport aux débits d'eaux usées à traiter ainsi qu'à leur concentration sont proposées à la section 3.1. D'autres limites d'application des éléments épurateurs en fonction des caractéristiques du sol, de la profondeur de la nappe d'eau souterraine et de la pente du terrain sont indiquées dans les sections spécifiques à chaque type d'élément épurateur.

Les éléments épurateurs constitués de tranchées d'infiltration sont préférables à ceux constitués de lits d'infiltration parce qu'ils permettent une meilleure oxygénation de la surface d'application des eaux usées, ils peuvent bénéficier de la superficie additionnelle d'infiltration attribuable aux parois des tranchées, ils permettent de minimiser les problèmes de remontée de la nappe, ils peuvent être adaptés plus facilement à la topographie et aux caractéristiques du site et, finalement, parce qu'il est plus facile de les construire sans circuler sur la surface d'infiltration avec de l'équipement lourd.

Les lits d'infiltration sont une solution particulièrement propice aux sites où l'espace est trop restreint pour permettre l'aménagement de tranchées.

Les tertres à sable hors sol sont généralement utilisés dans les situations où le niveau élevé de la nappe phréatique, du roc ou d'une couche de sol imperméable ne permet pas l'installation d'un élément épurateur constitué de tranchées ou de lits d'infiltration. Cette solution est également adoptée dans des sols peu perméables où l'ajout d'un lit de sable est requis pour assurer l'infiltration des eaux usées ou encore dans les cas de sols trop perméables où l'ajout d'un lit de sable peut s'avérer nécessaire pour assurer le traitement des eaux usées.

3.8 TRANCHÉES D'INFILTRATION

3.8.1 Taux de charge hydraulique

Le taux de charge hydraulique applicable doit être déterminé par l'ingénieur en fonction des résultats de l'étude du site. Il doit démontrer que le sol est en mesure d'évacuer à long terme la quantité d'eaux usées qu'il prévoit y injecter par unité de surface tout en conservant une épaisseur de sol non saturé d'au moins 90 cm entre la surface d'application des eaux usées (base du lit de pierre concassée) et le niveau de la nappe après remontée. Les principaux facteurs à considérer sont les caractéristiques du sol (texture, structure) et sa conductivité hydraulique.

Le tableau 3.2 présente les taux de charge hydraulique maximaux applicables en fonction de différentes conditions de sol. Ces valeurs ont été établies à partir d'une synthèse des recommandations de Tyler *et al.*, 1991, de Dubé et Barabé, 1991 et de Dubé *et al.*, 1996. Les taux de percolation approximatifs correspondants sont également indiqués à titre d'information.

Tel qu'indiqué à la section 3.1.2, les taux de charge hydraulique doivent être réduits dans les cas où les eaux usées ont une concentration en DBO₅ ou en MES plus élevée que celle d'un effluent typique d'une fosse septique recevant des eaux usées domestiques.

Le calcul de la remontée de la nappe doit normalement être effectué sauf pour des circonstances particulières où les débits sont faibles et pour lesquelles il est évident que la remontée ne sera pas critique, tel qu'indiqué à la section 3.2. Si la remontée de la nappe à long terme est telle que l'épaisseur de 90 cm de sol non saturé ne peut être assurée, le taux de charge hydraulique doit être réduit ou la géométrie de l'élément épurateur doit être modifiée (par exemple en espaçant les tranchées).

Un facteur de majoration de 1,5 fois la superficie calculée à partir des valeurs du tableau 3.2 doit être appliqué pour établir la superficie de l'élément épurateur. L'élément épurateur doit être aménagé en au moins 3 sections pour permettre la mise au repos d'une section. Pour de petits éléments épurateurs, on peut également appliquer un facteur de majoration de 2 sur la superficie permettant ainsi de réduire le nombre de sections à 2, chacune pouvant être mise au repos en alternance.

Dans le cas d'un établissement saisonnier, le facteur de majoration peut être omis compte tenu de la période de repos correspondant à la période de l'année où l'établissement n'est pas exploité. Le facteur de majoration peut aussi s'avérer non essentiel pour des établissements susceptibles d'être peu utilisés pendant une partie importante de l'année. Dans ce dernier cas, l'ingénieur devra justifier la pertinence de ne pas appliquer le facteur de majoration.

Tableau 3.2 Taux de charge hydraulique pour des tranchées d'infiltration

Caractéristiques du sol	Conductivité hydraulique (cm/s)	Taux de percolation (min/cm)	Taux de charge hydraulique (L/m ² .d)
Gravier ou sable grossier	$> 5 \times 10^{-2}$	< 1	Note 1
Sable moyen à grossier ou sable limon à structure granulaire	5×10^{-2} à 4×10^{-3}	1 à 4	40
Sable moyen, fin ou très fin ou sable limon	4×10^{-3} à 4×10^{-4}	4 à 15	24
Limon sablonneux, limon ou limon silteux à structure modérée ou forte			
Limon sablonneux, limon ou limon silteux à structure faible	4×10^{-4} à 2×10^{-4}	15 à 25	16 Note 2
Limon argile sablonneux, limon argileux ou limon argile silteux à structure modérée ou forte			
Limon argile sablonneux, limon argileux ou limon argile silteux à structure faible	2×10^{-4} à 6×10^{-5}	25 à 45	Non recommandé
Argile sablonneuse, argile ou argile silteuse à faible contenu en argile avec structure modérée ou forte			
Autres sols à haute teneur en argile avec structure stratifiée, faible ou massive ou sols à consistance ferme ou cimentée	$< 6 \times 10^{-5}$	> 45	Non recommandé

Note 1 : Peut être considéré avec ajout d'une couche de sable filtrant de 60 cm d'épaisseur avec un taux de charge hydraulique ne dépassant pas 40 l/m².d. Un système de distribution sous faible pression est requis. Il faut s'assurer qu'il n'y a pas de risque d'entraînement des matériaux filtrants dans le sol sous-jacent.

Note 2 : Peut être considéré sur recommandation d'un spécialiste appuyée par une étude de site exhaustive, en l'absence d'argile expansive. Il peut être avantageux d'ajouter une couche de sable de 100 à 150 mm d'épaisseur dans le fond de la tranchée.

3.8.2 Autres caractéristiques d'un élément épurateur en tranchées

a) Aménagement de l'élément épurateur

La pente du terrain où est aménagé un élément épurateur en tranchées doit être inférieure ou égale à 30 %.

Les tranchées doivent être orientées dans la direction perpendiculaire à la pente du terrain et suivre les courbes de niveau au besoin.

Les caractéristiques générales des éléments épurateurs en tranchée sont illustrées à la figure 3.5.

b) Longueur des tranchées

La longueur maximale recommandée pour les tranchées est de 30 m à partir du point d'alimentation.

c) Largeur des tranchées

La largeur recommandée pour les tranchées se situe entre 600 et 900 mm, sans toutefois excéder 1 200 mm; si elles sont plus larges, les tranchées doivent être considérées comme un élément épurateur de type lit d'infiltration en sections, avec un taux de charge hydraulique correspondant à un lit d'infiltration et être munies de plus d'une conduite de distribution.

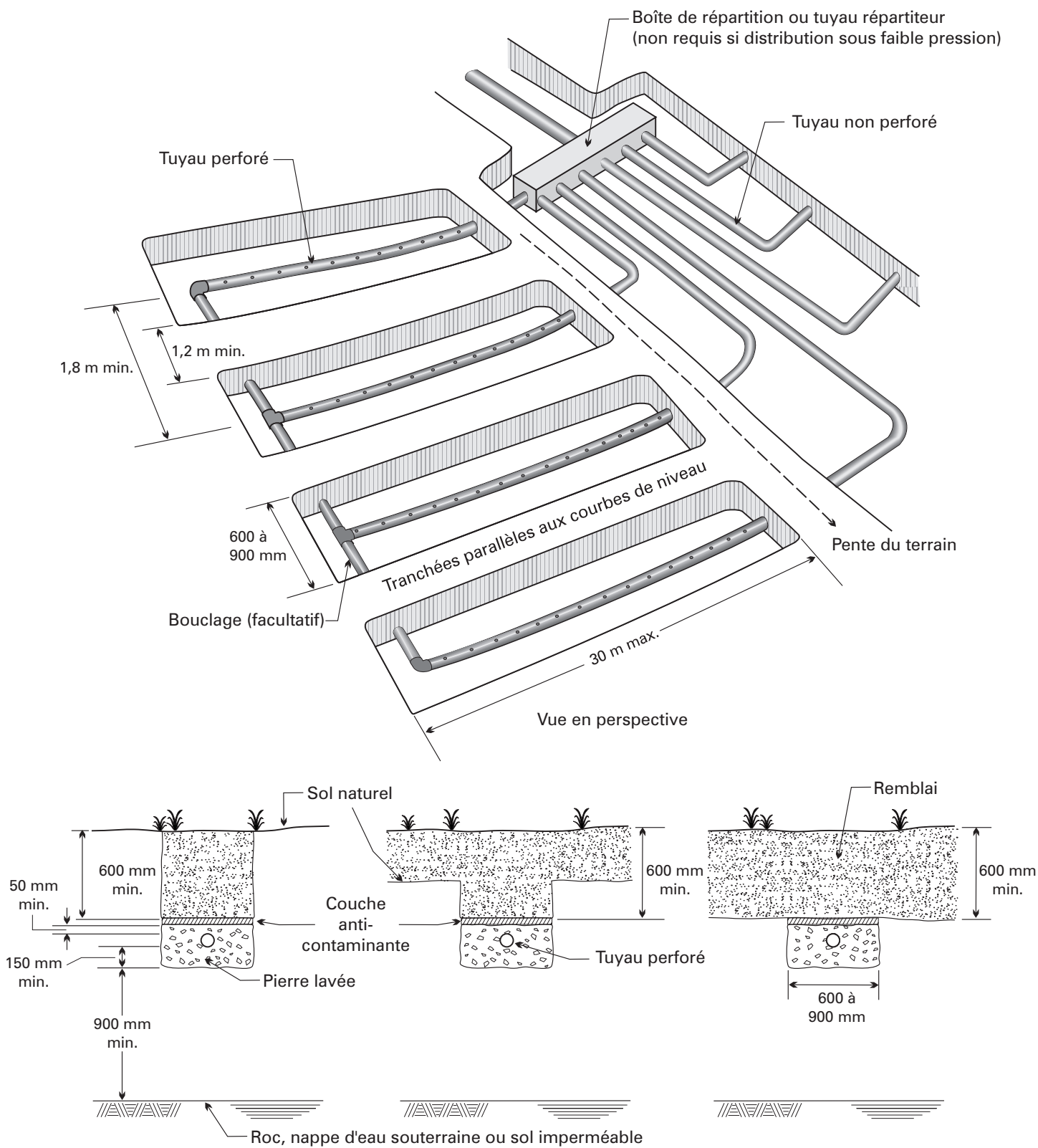
d) Espacement des tranchées

La distance minimale recommandée entre la ligne centrale de deux tranchées adjacentes est de 1,8 m. Cette distance minimale correspond généralement à des tranchées dont la largeur standard est de l'ordre de 600 mm. Pour des tranchées plus larges, une distance plus grande est recommandée de façon à maintenir une distance d'au moins 1,2 m entre les parois de deux tranchées adjacentes.

Une distance plus grande entre les tranchées peut être requise pour prévenir une remontée excessive de la nappe.

e) Profondeur des tranchées

La profondeur des tranchées est normalement de l'ordre de 900 mm par rapport au niveau du sol, soit 600 mm de remblai de terre et 300 mm de gravier ou pierre concassée. Dans certains cas, les tranchées peuvent être plus profondes pour permettre d'atteindre un horizon de sol perméable.



Coupes types selon la profondeur du roc, de la nappe d'eau souterraine ou du sol imperméable.

Figure 3.5 Élément épurateur en tranchées

Le fond de la tranchée doit cependant toujours se situer à une distance d'au moins 900 mm par rapport au niveau du roc, du sol imperméable ou du niveau de la nappe après remontée. Il peut donc être requis d'aménager des tranchées moins profondes avec un remblai de terre partiellement ou totalement hors sol.

f) Fond des tranchées

Le fond d'une tranchée doit toujours être au niveau sur toute sa longueur.

g) Gravier ou pierre concassée

Sous réserve du paragraphe i) ci-dessous, les conduites de distribution doivent être placées dans une couche de pierre concassée lavée dont la grosseur doit être comprise entre 10 et 60 mm de diamètre, la plage inférieure de la gamme de diamètres étant préférable. La pierre doit avoir une dureté suffisante et être résistante à la désagrégation et à la dissolution. La pierre calcaire n'est pas recommandée.

L'épaisseur minimale de pierre est d'au moins 300 mm, dont 150 mm se trouvent sous la conduite et 50 mm au-dessus de la conduite.

h) Couche anticontaminante

La couche de pierre doit être recouverte d'un matériau anticontaminant qui doit empêcher les particules fines du sol de pénétrer dans la pierre. Cette couche anticontaminante doit être perméable à l'eau et à l'air. Il s'agit généralement d'un géotextile non tissé.

i) Chambres d'infiltration

La distribution conventionnelle des eaux usées dans une couche de pierre dans les tranchées peut être remplacée par des chambres d'infiltration. Les chambres d'infiltration doivent être conçues de manière à résister au poids de la terre et prévenir la migration des particules fines du sol environnant.

La superficie de la base des chambres d'infiltration doit être égale à la superficie d'infiltration requise conformément à la section 3.8.1.

Il faut s'assurer que la distribution des eaux usées dans les chambres d'infiltration sera faite de manière à dissiper l'énergie et prévenir l'érosion ou le lessivage de particules fines à la surface d'infiltration.

L'utilisation de chambres d'infiltration n'est pas recommandée dans un système de tranchées en série avec distribution gravitaire compte tenu du grand volume d'eau qui doit être accumulé dans une tranchée avant que les eaux usées atteignent la tranchée suivante. La

longueur d'une ligne de chambre d'infiltration sans conduite de distribution est d'au plus 6 mètres mesurée à partir du point d'alimentation.

j) Remblayage des tranchées

Le remblayage des tranchées au-dessus de la couche anticontaminante doit être fait avec un sol permettant le passage de l'air, en évitant d'utiliser un sol plus perméable que le sol environnant de manière à prévenir le captage des eaux de surface.

La surface du remplissage doit être légèrement surélevée par rapport au sol environnant pour éloigner les eaux de ruissellement et éviter la formation d'une dépression après tassement des matériaux de remplissage. La surface doit être stabilisée avec une végétation herbacée pour prévenir l'érosion.

3.9 LITS D'INFILTRATION

3.9.1 Taux de charge hydraulique

Comme dans le cas des tranchées d'infiltration, le taux de charge hydraulique des lits d'infiltration doit être établi en fonction des caractéristiques du sol et de sa capacité d'évacuation à long terme en conservant une épaisseur de sol non saturé d'au moins 90 cm entre la surface d'application des eaux usées (base du lit de pierre) et le niveau de la nappe après remontée. Les taux de charge hydraulique maximaux applicables à des lits d'infiltration sont indiqués au tableau 3.3.

Les réserves relativement à la concentration des eaux usées ou à la remontée de la nappe qui s'appliquent aux tranchées d'infiltration s'appliquent également aux lits d'infiltration. Le calcul de la remontée de la nappe est encore plus important dans le cas d'un élément épurateur de type lit d'infiltration que dans le cas d'un élément épurateur en tranchées car la remontée est généralement plus grande. Si la remontée de la nappe à long terme est telle que l'épaisseur de 90 cm de sol non saturé ne peut être assurée, le taux de charge hydraulique doit être réduit ou la géométrie de l'élément épurateur doit être modifiée (fragmentation en lits plus petits, forme plus allongée, espacement des lits).

Un facteur de majoration de 1,5 fois la superficie calculée à partir des valeurs du tableau 3.3 doit être appliqué pour établir la superficie de l'élément épurateur. L'élément épurateur doit être aménagé en au moins 3 sections pour permettre la mise au repos d'une section. Pour de petits éléments épurateurs, on peut également appliquer un facteur de majoration de 2 sur la superficie permettant ainsi de réduire le nombre de sections à 2, chacune pouvant être mise au repos en alternance. Dans le cas d'un établissement saisonnier ou d'un établissement susceptible d'être peu utilisé pendant une partie importante de l'année, le facteur de majoration peut être omis.

Tableau 3.3 Taux de charge hydraulique pour des lits d'infiltration

Caractéristiques du sol	Conductivité hydraulique (cm/s)	Taux de percolation (min/cm)	Taux de charge hydraulique (L/m².d)
Gravier ou sable grossier	$> 5 \times 10^{-2}$	< 1	Note 1
Sable moyen à grossier ou sable limon à structure granulaire	5×10^{-2} à 4×10^{-3}	1 à 4	30
Sable moyen, fin ou très fin ou sable limon	4×10^{-3} à 4×10^{-4}	4 à 15	18 Note 2
Limon sablonneux, limon ou limon silteux à structure modérée ou forte			
Limon sablonneux, limon ou limon silteux à structure faible	4×10^{-4} à 2×10^{-4}	15 à 25	12 Note 2
Limon argile sablonneux, limon argileux ou limon argile silteux à structure modérée ou forte			
Limon argile sablonneux, limon argileux ou limon argile silteux à structure faible	2×10^{-4} à 6×10^{-5}	25 à 45	Non recommandé
Argile sablonneuse, argile ou argile silteuse à faible contenu en argile avec structure modérée ou forte			
Autres sols à haute teneur en argile avec structure stratifiée, faible ou massive ou sols à consistance ferme ou cimentée	$< 6 \times 10^{-5}$	> 45	Non recommandé

Note 1 : Peut être considéré conjointement avec un lit filtrant de 60 cm d'épaisseur avec un taux de charge hydraulique ne dépassant pas 40 l/m².d. Un système de distribution sous faible pression est requis. S'assurer qu'il n'y a pas de risque d'entraînement des matériaux filtrants dans le sol sous-jacent.

Note 2 : Peut être considéré pour des débits inférieurs à 10 m³/d sur recommandation d'un spécialiste appuyée par une étude de site exhaustive. Il peut être avantageux d'ajouter une couche de sable de 100 à 150 mm d'épaisseur au fond du lit.

3.9.2 Autres caractéristiques des lits d'infiltration

a) Aménagement de l'élément épurateur

La pente du terrain où est aménagé un élément épurateur de type lit d'infiltration doit être inférieure ou égale à 10 %.

Pour minimiser les problèmes de remontée de nappe, il est recommandé d'opter pour des lits d'infiltration de forme allongée en plaçant le sens de la longueur perpendiculairement à l'écoulement de la nappe.

Les caractéristiques générales des lits d'infiltration sont illustrées à la figure 3.6.

b) Longueur d'un lit d'infiltration

La longueur maximale recommandée pour un lit d'infiltration est de 30 m à partir du point d'alimentation.

c) Superficie maximale d'un lit d'infiltration

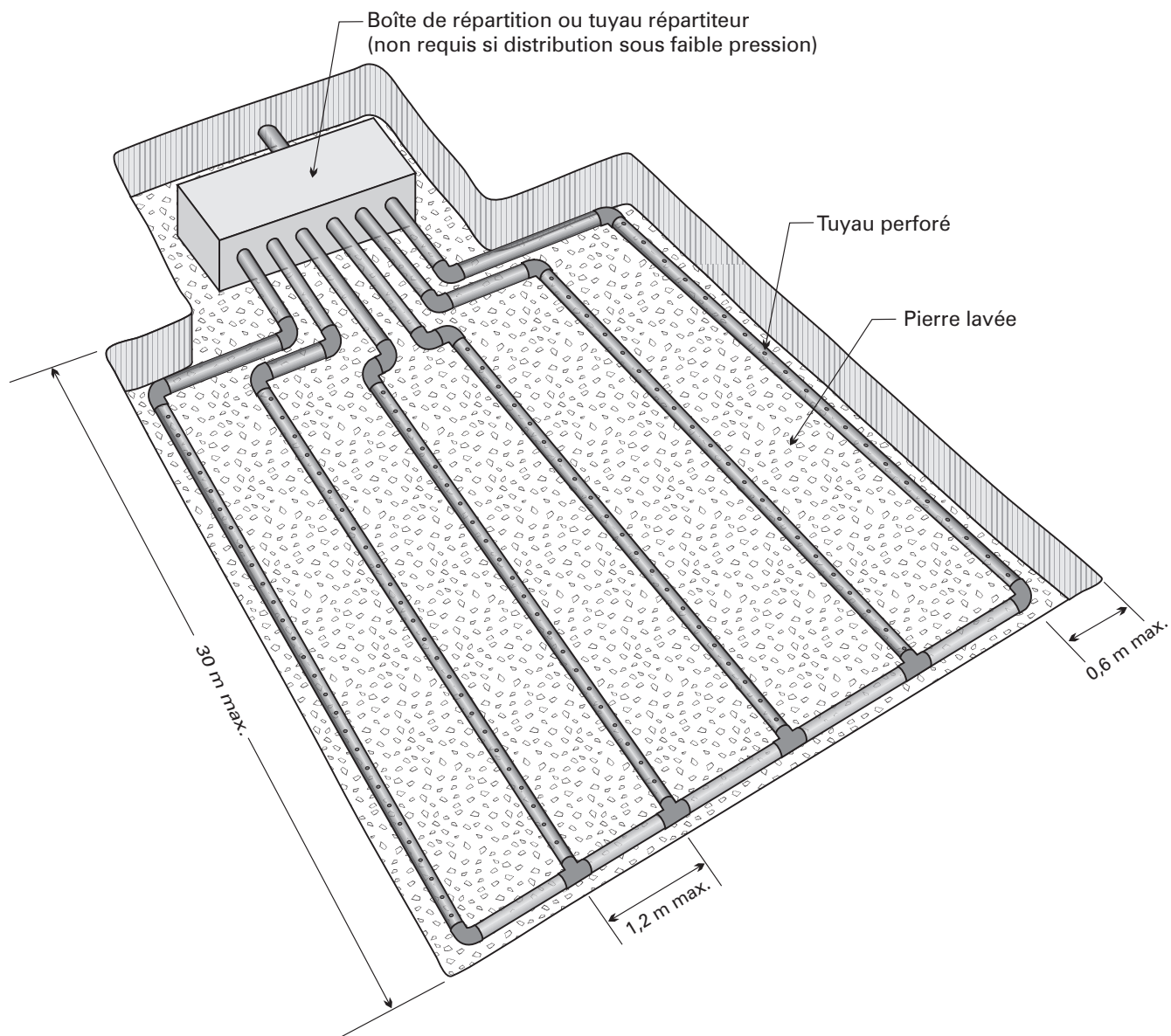
La superficie maximale recommandée par lit d'infiltration est de 300 m².

d) Espacement des conduites de distribution

La distance maximale entre deux conduites de distribution adjacentes est de 1,2 m. La distance maximale entre la première ou la dernière conduite de distribution d'un lit d'infiltration et le côté du lit de pierre est de 0,6 m ou la moitié de la distance entre deux conduites adjacentes.

e) Caractéristiques similaires à celles des tranchées

Les autres caractéristiques applicables à un lit d'infiltration sont les mêmes que celles applicables à des tranchées d'infiltration présentées aux paragraphes e) à j) de la section 3.8.2.



Note : Le profil vertical est semblable à celui de la figure 3.5 sauf que les couches sont continues plutôt que situées dans des tranchées.

Figure 3.6 Lit d'infiltration

3.10 TERTRES À SABLE HORS SOL

3.10.1 Particularités des tertres à sable hors sol

Le tertre à sable est un élément épurateur construit au-dessus du sol récepteur au moyen de l'ajout d'une couche filtrante constituée de sable d'emprunt (figure 3.7). Le lit de sable filtrant sert à effectuer la majeure partie de l'épuration de l'effluent de la fosse septique alors que le sol en place sous le lit filtrant sert à la fois au polissage et à l'évacuation de l'effluent filtré. Il est donc très important de considérer non seulement le taux de charge hydraulique pouvant être appliqué sur le lit de sable filtrant mais également la capacité d'évacuation du sol en place.

L'évacuation de l'effluent filtré à la base du lit de sable peut s'effectuer principalement par écoulement horizontal ou par écoulement vertical. Les tertres à sable hors sol sont généralement introduits là où les conditions sont non propices à l'installation d'un élément épurateur traditionnel construit dans le sol, de type tranchées d'infiltration ou de type lits d'infiltration, en particulier dans les sols de faible épaisseur (roc ou nappe d'eau trop près de la surface) ou dans les sols peu perméables. On peut donc s'attendre à ce que l'écoulement soit généralement horizontal. Le tertre à sable doit être allongé dans la direction perpendiculaire à la pente d'écoulement et étroit dans la direction de l'écoulement. Il est alors important de prendre en considération le taux de charge hydraulique linéaire pouvant être appliqué, c'est-à-dire la quantité d'effluent pouvant être véhiculé horizontalement dans le sens d'écoulement de la nappe par unité de longueur du tertre à sable hors sol.

On peut trouver des recommandations à cet effet dans un guide intitulé *Wisconsin Mound Soil Absorption System Siting, Design and Construction Manual*, Converse et Tyler, 1990.

3.10.2 Taux de charge hydraulique

Comme pour les tranchées et les lits d'infiltration, le taux de charge hydraulique doit être établi en fonction des caractéristiques du sol et de sa capacité d'évacuation à long terme en conservant une épaisseur de sol non saturé d'au moins 90 cm entre la surface d'application des eaux usées (base du lit de pierre) et le niveau de la nappe après remontée. L'épaisseur du lit de sable filtrant est incluse dans l'épaisseur de 90 cm.

Les valeurs de taux de charge hydraulique maximal applicables au sol naturel à la base du lit filtrant du tertre à sable hors sol, excluant la superficie additionnelle requise en fonction du facteur de majoration, sont présentées au tableau 3.4. Le taux de charge hydraulique appliqué au lit filtrant ne doit pas dépasser 40 L/m².d et le tertre à sable doit être conçu de manière à assurer une diffusion adéquate de l'effluent dans le sol naturel, notamment en ajustant la pente des talus au besoin.

**Tableau 3.4 Taux de charge hydraulique sous un tertre à sable hors sol
(à l'interface sable-sol naturel)**

Caractéristiques du sol	Conductivité hydraulique (cm/s)	Taux de percolation (min/cm)	Taux de charge hydraulique (L/m².d)
Gravier ou sable grossier	$> 5 \times 10^{-2}$	< 1	40
Sable moyen à grossier ou sable limon à structure granulaire	5×10^{-2} à 4×10^{-3}	1 à 4	40
Sable moyen, fin ou très fin ou sable limon	4×10^{-3} à 4×10^{-4}	4 à 15	24
Limon sablonneux, limon ou limon silteux à structure modérée ou forte			
Limon sablonneux, limon ou limon silteux à structure faible	4×10^{-4} à 2×10^{-4}	15 à 25	16 Note 1
Limon argile sablonneux, limon argileux ou limon argile silteux à structure modérée ou forte			
Limon argile sablonneux, limon argileux ou limon argile silteux à structure faible	2×10^{-4} à 6×10^{-5}	25 à 45	8 Note 1
Argile sablonneuse, argile ou argile silteuse à faible contenu en argile avec structure modérée ou forte			
Autres sols à haute teneur en argile avec structure stratifiée, faible ou massive ou sols à consistance ferme ou cimentée	$< 6 \times 10^{-5}$	> 45	Non recommandé

Note 1 : Peut être considéré sur recommandation d'un spécialiste appuyée par une étude de site exhaustive.

Le taux de charge hydraulique maximal recommandé par mètre linéaire de longueur du tertre à sable hors sol est de 50 L/m.d pour tous les cas où l'évacuation de l'effluent se fait de façon principalement horizontale. En général, ce taux de charge hydraulique linéaire devrait être considéré pour les conditions autres qu'un sable moyen à grossier, un gravier ou la présence d'un roc fracturé à faible profondeur. Dans ces derniers cas, un taux de charge hydraulique de l'ordre de 125 L/m.d peut être acceptable.

Les réserves relativement à la concentration des eaux usées ou à la remontée de la nappe qui s'appliquent aux tranchées d'infiltration sont également attribuables aux tertres à sable hors sol.

Un facteur de majoration de 1,5 fois la superficie calculée doit être appliqué pour établir la superficie de l'élément épurateur. L'élément épurateur doit être aménagé en au moins 3 sections pour permettre la mise au repos d'une section. Pour de petits éléments épurateurs, on peut également appliquer un facteur de majoration de 2 sur la superficie, ce qui permet ainsi de réduire le nombre de sections à 2, chacune pouvant être mise au repos en alternance. Dans le cas d'un établissement saisonnier ou d'un établissement susceptible d'être peu utilisé pendant une partie importante de l'année, le facteur de majoration peut être omis.

3.10.3 Autres caractéristiques d'un tertre à sable hors sol

a) Pente du terrain

La pente maximale du terrain sur lequel peut être introduit un tertre à sable hors sol est de 10 %. Les sites dont la pente du terrain est supérieure à 10 % doivent être considérés cas par cas sur des sols granulaires et très perméables dans la mesure où l'ingénieur mandaté peut démontrer que le sol en aval peut évacuer l'effluent sans risque de résurgence en fournissant une étude exhaustive à l'appui.

b) Épaisseur de sol naturel

L'épaisseur minimale de sol naturel non saturé entre la surface originale du sol et la nappe, le roc ou une couche imperméable est de 60 cm pour permettre l'installation d'un tertre à sable hors sol sur un site. Une épaisseur moindre, soit entre 30 et 60 cm peut être considérée dans des cas particuliers si l'ingénieur mandaté démontre au moyen d'une étude exhaustive qu'une épaisseur non saturée de 90 cm, incluant la couche de sable d'emprunt, peut être maintenue à long terme et qu'il n'y a pas de risque de résurgence malgré la faible épaisseur de la couche de sol disponible pour l'évacuation de l'effluent. L'épaisseur de sol non saturé après remontée de la nappe ne doit jamais être inférieure à 30 cm.

c) Épaisseur de la couche de sable

L'épaisseur de la couche de sable filtrant doit être d'au moins 30 cm et, de préférence, 60 cm. Si l'épaisseur de sol non saturée après remontée de la nappe risque d'être inférieure à 60 cm, l'épaisseur de sable filtrant doit être de 60 cm. Lorsque le terte à sable hors sol est introduit dans un sol naturel composé de gravier ou sable grossier, l'épaisseur de sable filtrant doit être de 60 cm, peu importe le niveau de la nappe après remontée, afin d'assurer une qualité de traitement adéquate.

d) Caractéristiques du sable filtrant

Plusieurs spécifications différentes ont déjà été proposées dans la littérature pour le sable filtrant. Au Québec, nous nous sommes souvent limités jusqu'à maintenant à spécifier un sable à béton. Or certains sables peuvent se situer à l'intérieur du fuseau granulométrique prescrit pour les granulats fins servant à la préparation du béton de ciment tout en étant très colmatants lorsqu'ils sont utilisés pour la filtration des eaux usées parce qu'ils ont une granulométrie trop étalée et contiennent trop de particules fines.

Des spécifications plus précises sont donc recommandées ci-après (voir aussi la section 4.1.2). Le sable devrait avoir un diamètre effectif (D_{10}) compris entre 0,25 et 1,0 mm, la valeur typique généralement suggérée étant de 0,35 mm. Son coefficient d'uniformité (C_U) doit être inférieur à 4 et de préférence inférieur à 3,5. D_{10} est le diamètre des particules au point sur la courbe granulométrique où le pourcentage passant est de 10 %; D_{60} est le diamètre des particules au point sur la courbe granulométrique où le pourcentage passant est de 60 %; C_U est le rapport D_{60}/D_{10} .

e) Dimensions du lit de sable

De façon générale, le calcul des dimensions du terte à sable hors sol doit être effectué en considérant qu'il y aura au moins deux tertres à sable, chacun étant dimensionné pour recevoir la moitié du débit de conception, en plus d'un troisième terte à sable pour tenir compte du facteur de majoration. En fonction du site et de l'importance du débit à traiter, il peut toutefois être avantageux d'introduire un plus grand nombre de tertres à sable plus petits.

La superficie d'application des eaux usées (dimension du lit de pierre) est établie facilement en divisant le débit à appliquer à un terte à sable par le taux de charge hydraulique applicable au sable, qui ne doit pas dépasser 40 L/m².d.

Le rapport longueur/largeur est établi à partir du taux de charge linéaire qui peut être appliqué en fonction du site. La largeur maximale d'une section, ou la largeur maximale du sommet du terte à sable hors sol dans le cas où il est constitué d'une seule section, est de 1,2 m pour un taux de charge linéaire de 50 L/m.d et de 3,1 m pour un taux de charge

linéaire de 125 L/m.d. La longueur est obtenue en divisant la superficie calculée au paragraphe précédent par la largeur.

La superficie de la base est établie en divisant le débit à traiter par le taux de charge hydraulique indiqué au tableau 3.4 en fonction de la catégorie de sol naturel en place. La largeur de la base est calculée en divisant la superficie ainsi obtenue par la longueur calculée au paragraphe précédent. Les talus des bouts du tertre ne sont donc pas pris en considération dans le calcul de la superficie d'infiltration.

f) Pente des talus

La pente maximale des talus est de 3 H:1 V. Une pente plus faible peut toutefois être requise dans les sols peu perméables pour lesquels la base du tertre doit être beaucoup plus large que celle du sommet du lit de sable où sont appliquées les eaux usées.

Dans le cas d'un site plat, la largeur supplémentaire de la base par rapport à celle du sommet est répartie également de chaque côté. Dans le cas d'un site en pente ou avec un gradient hydraulique important (pente de la nappe), la largeur supplémentaire de la base par rapport à celle du sommet est appliquée uniquement du côté aval du tertre.

g) Espacement des sections

Lorsqu'un système est constitué de plusieurs sections, la distance minimale entre les sections doit être au moins égale à la largeur supplémentaire de la base par rapport à celle du sommet (voir note résumant les critères de dimensionnement). Une distance plus grande peut être requise en fonction des calculs de remontée de la nappe.

h) Système de distribution des eaux usées

La distribution des eaux usées à la surface d'un tertre à sable hors sol doit se faire au moyen d'un système de distribution sous faible pression. Les caractéristiques des systèmes de distribution sous faible pression sont présentées à la section 3.14.

i) Préparation du sol

La végétation doit être coupée au ras du sol. Dans les cas où il y a beaucoup d'arbustes, l'excès de litière doit être enlevé. Le sol doit ensuite être scarifié perpendiculairement à la pente du terrain. L'utilisation d'un rotoculteur n'est pas recommandée.

La zone scarifiée doit être rapidement recouverte de sable pour ne pas être exposée à la pluie.

j) Recouvrement

Le sommet du tertre à sable hors sol (au-dessus du lit de pierre) doit être recouvert d'une épaisseur de sol d'au moins 600 mm de sol vers le centre du tertre et d'au moins 450 mm vers le pourtour. Il doit s'agir d'un sol suffisamment peu perméable pour favoriser la croissance de la végétation. Le dernier 150 mm en surface doit être constitué de terre végétale. Une couche de terre végétale d'au moins 150 mm d'épaisseur doit également recouvrir le sable des talus.

Le tertre doit être stabilisé au moyen d'un ensemencement.

k) Localisation

Les distances à respecter par rapport à un élément épurateur, spécifiées à la section 3.17, doivent être calculées par rapport au pied des talus du tertre à sable.

l) Caractéristiques similaires à celles des tranchées ou des lits d'infiltration

Les caractéristiques de la pierre et de la couche anticontaminante, ou des chambres d'infiltration s'il y a lieu, sont les mêmes que celles spécifiées pour les tranchées d'infiltration.

Note : Résumé des critères de dimensionnement (voir figure 3.7) :

- Site en pente ($D = E$) :

surface d'application des eaux usées sur le lit de sable ($40 \text{ L/m}^2 \cdot \text{d}$)
 $= A \times B \times \text{nombre de sections}$

surface d'application des eaux filtrées sur le sol naturel (taux de charge hydraulique du tableau 3.4)
 $= B \times (A + D) \times \text{nombre de sections}$

- Site plat ($C = E = D/2$) :

surface d'application des eaux usées sur le lit de sable ($40 \text{ L/m}^2 \cdot \text{d}$)
 $= A \times B \times \text{nombre de sections}$

surface d'application des eaux filtrées sur le sol naturel (taux de charge hydraulique du tableau 3.4)
 $= B \times (A + 2C) \times \text{nombre de sections}$

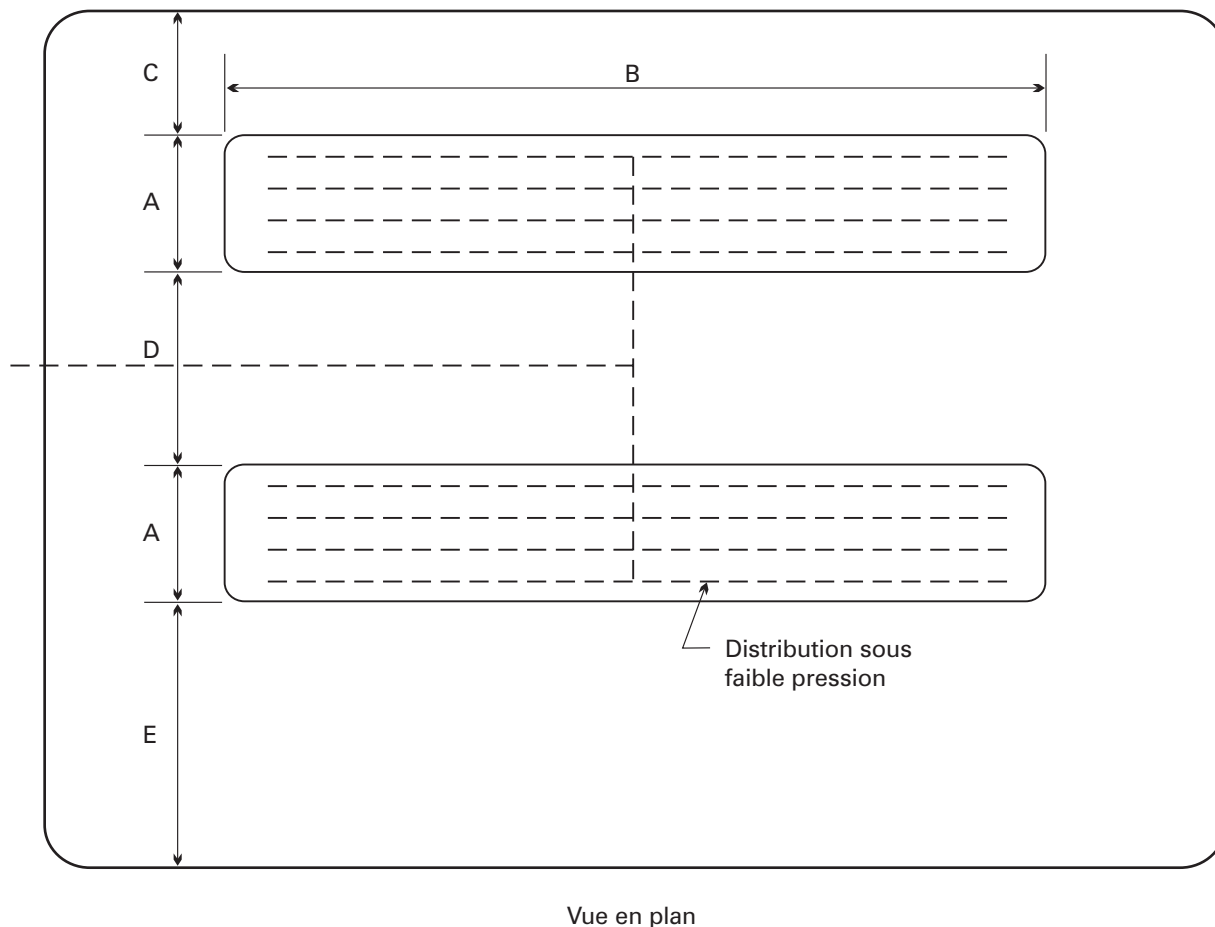
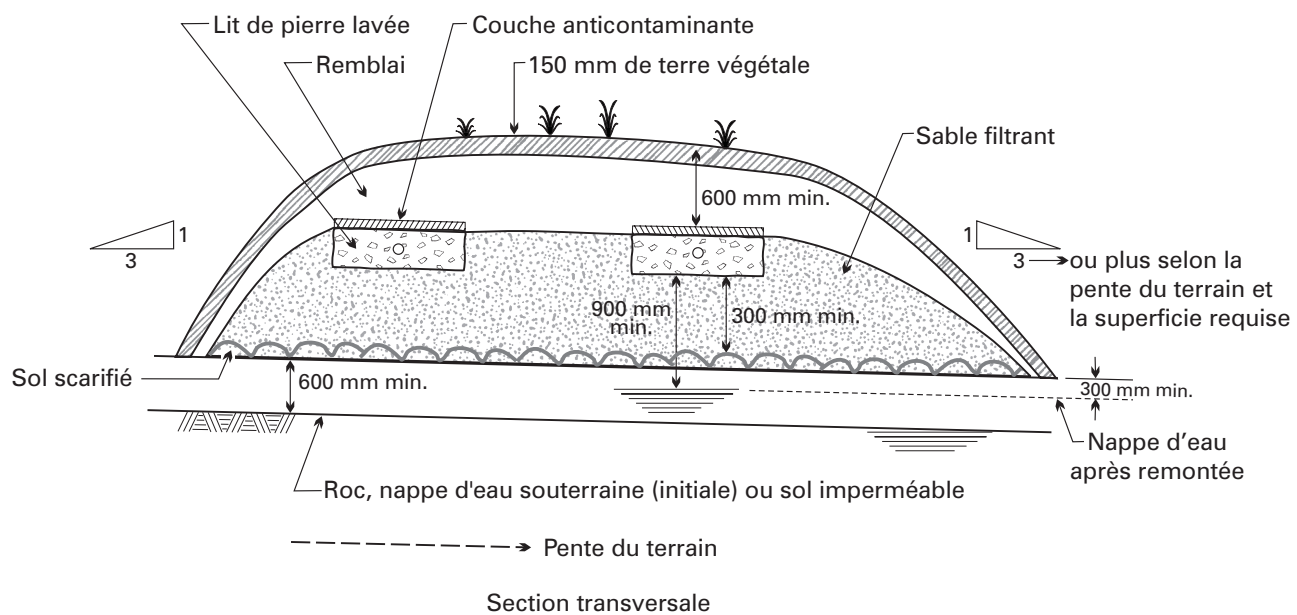


Figure 3.7 Tertre à sable hors sol

3.11 ÉLÉMENTS ÉPURATEURS À LA SURFACE DU SOL

Un élément épurateur construit à la surface du sol est une solution intermédiaire entre un élément épurateur conventionnel de type tranchées d'infiltration ou lits d'infiltration et un tertre à sable hors sol. Il s'agit en fait d'un cas particulier où le niveau de la nappe d'eau, du roc ou d'une couche imperméable est trop près de la surface du sol pour permettre l'introduction d'un élément épurateur avec excavation dans le sol mais tout de même assez loin de la surface pour ne pas nécessiter un tertre à sable hors sol.

Les limites d'application et les taux de charge hydraulique applicables sont les mêmes que pour les éléments épurateurs de type tranchées ou lits d'infiltration (voir les sections 3.8 et 3.9). Étant donné le risque d'écoulement horizontal à la surface du sol, le taux de charge hydraulique linéaire devrait être limité selon les critères indiqués pour le tertre à sable hors sol à la section 3.10.2 pour permettre d'établir la largeur maximale d'une section. Il est donc recommandé de favoriser les systèmes longs et étroits, surtout sur les terrains en pente et les sols peu perméables. La pente du terrain doit être inférieure ou égale à 10 %.

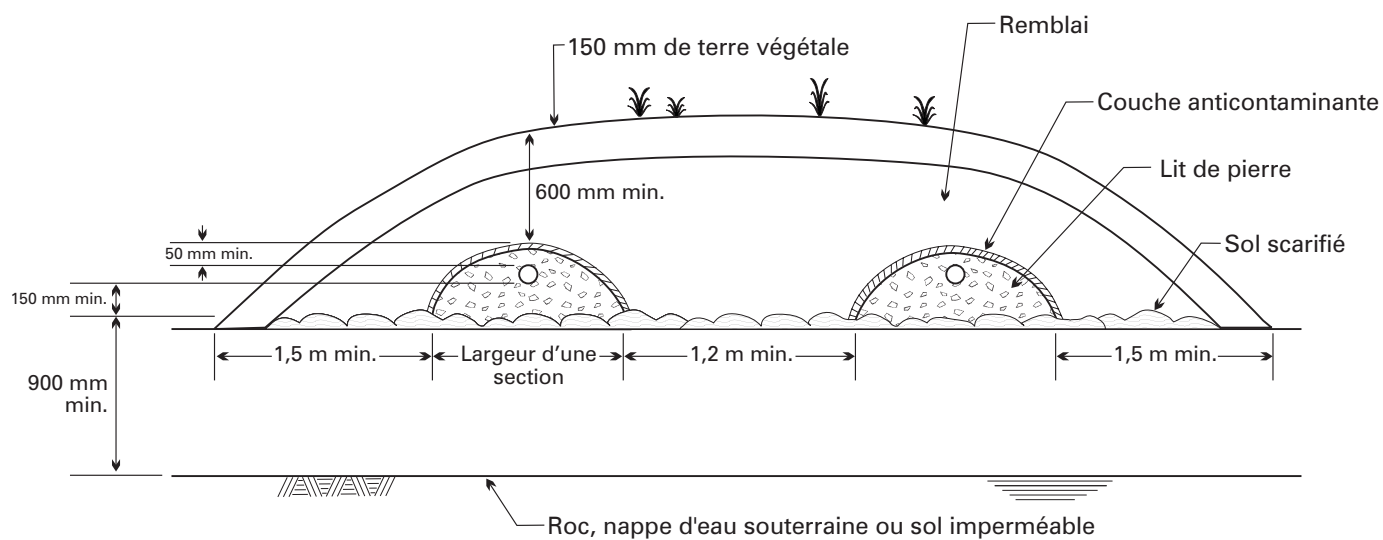
La préparation du site se fait de la même façon que pour le tertre à sable hors sol, mais la pierre est placée directement sur le sol scarifié sans ajout d'un lit de sable filtrant.

Sur un terrain plat, les conduites de distribution sont centrées à l'intérieur de la pierre et la largeur totale de la pierre au niveau du sol est considérée dans le calcul de la superficie d'infiltration. Sur un terrain en pente, les conduites de distribution doivent se situer sur le côté haut du lit de pierre. Le lit de pierre au niveau du sol doit se prolonger sur une distance de 0,6 m vers le côté haut pour permettre d'enrober adéquatement la conduite et tenir compte de l'angle de repos de la pierre, mais cette largeur n'est pas considérée dans le calcul de la superficie d'infiltration; seule la largeur comprise entre la conduite et le côté bas du lit de pierre sert au calcul de la superficie d'infiltration.

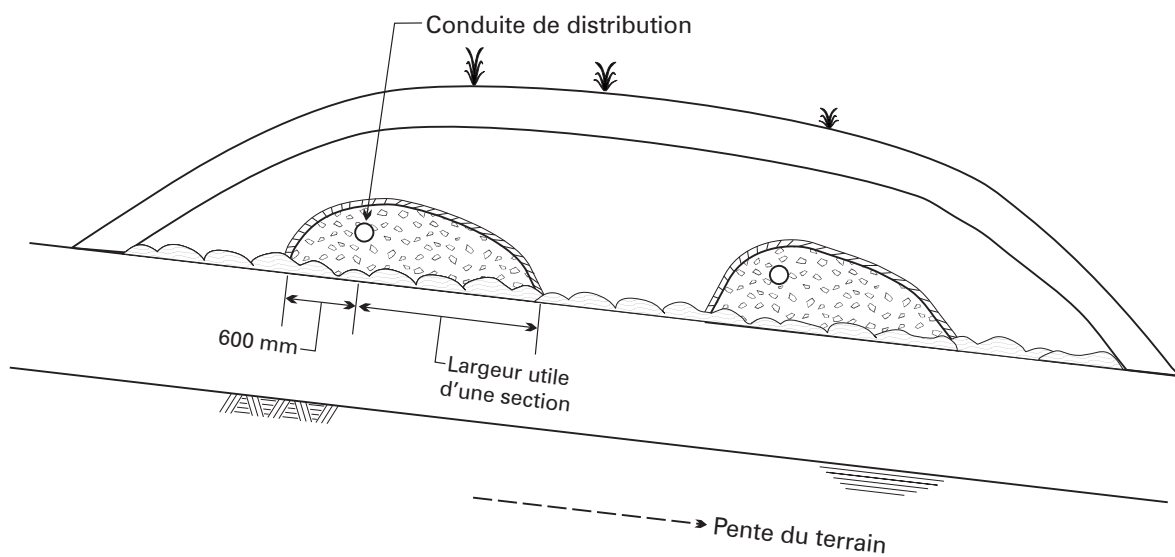
La distribution des eaux usées à la surface du sol doit se faire au moyen d'un système de distribution sous faible pression. Si la largeur du lit de pierre dépasse 1,2 m, il faut y installer plus d'une conduite de distribution. La distance maximale entre deux conduites de distribution est de 1,2 m.

Toute la superficie du lit de pierre non en contact avec le sol sous-jacent, c'est-à-dire le dessus, les côtés et les bouts, doit être recouverte d'un géosynthétique anticontaminant perméable.

Les paragraphes j) à l) de la section 3.10.3 s'appliquent aussi dans le cas d'un élément épurateur à la surface du sol. Le recouvrement doit se prolonger au moyen de pentes qui s'étendent au-delà du lit de pierre jusqu'à une distance d'au moins 1,5 m.



Site plat



Site en pente

Note : Les caractéristiques non précisées sur le schéma du site en pente sont les mêmes que pour le site plat.

Figure 3.8 Élément épurateur à la surface du sol

Ce type d'élément épurateur est traité plus en détail dans un guide intitulé *Wisconsin At-Grade Soil Absorption System Siting, Design and Construction Manual*, de Converse *et al.*, 1990.

3.12 ÉLÉMENTS ÉPURATEURS AVEC MATÉRIAU D'EMPRUNT

Lorsqu'il y a une couche de sol peu perméable au-dessus d'une couche de sol perméable constitué de sable ou limon sablonneux et que le dessus de cette couche de sable ou de limon sablonneux est situé trop près de la nappe, du roc ou d'une couche imperméable, la couche de sol peu perméable peut être remplacée par un matériau d'emprunt sur lequel sera aménagé l'élément épurateur. Une telle pratique est toutefois prohibée si des sols plus fins composent la couche sous-jacente.

Le matériel d'emprunt est généralement de même texture que la couche sous-jacente de sable ou de limon sablonneux. La surface de la couche de sable ou de limon sablonneux doit aussi être enlevée pour s'assurer qu'il ne reste pas de matériau non perméable. Avant d'ajouter le matériau d'emprunt, la surface exposée à la suite de l'excavation doit être scarifiée sur une profondeur de 150 mm pour éviter qu'un effet d'interface crée une restriction hydraulique. L'ajout de matériau d'emprunt doit se prolonger sur une distance d'au moins 1,5 m tout autour de l'élément épurateur (à partir des parois des tranchées ou du lit d'infiltration).

Si l'ajout de matériau d'emprunt se fait sur une épaisseur supérieure à 1,2 m, il faut attendre qu'il y ait tassement avant de construire l'élément épurateur pour prévenir tout tassement différentiel. Il est possible de compacter le matériau d'emprunt à une densité équivalente à celle de la couche sous-jacente. Le compactage du matériau d'emprunt doit alors être suffisant pour prévenir le tassement différentiel tout en veillant à ne pas en réduire la perméabilité.

L'élément épurateur est ensuite établi comme dans le sol naturel. Un système de distribution sous faible pression est requis.

S'il y a présence d'une nappe perchée au-dessus de la couche peu perméable, celle-ci doit être drainée de manière à ne pas s'écouler vers la zone de matériau d'emprunt.

3.13 ÉLÉMENTS ÉPURATEURS AVEC DRAINAGE DE LA NAPPE

Dans certains cas, un système de drainage artificiel de la nappe peut être établi pour en restreindre la remontée ou pour l'abaisser.

Sur un site à forte pente et dont le gradient hydraulique est important, la remontée de la nappe peut être réduite au moyen d'une tranchée drainante localisée du côté amont de l'élément épurateur.

Sur un site plat ou à pente faible, un drainage périphérique est généralement plus approprié.

Le drainage artificiel de la nappe doit être limité à des cas particuliers de sols granulaires ou à structure granulée qui se drainent facilement. Une étude très exhaustive du site et des conditions hydrogéologiques est alors requise. Un spécialiste doit faire la démonstration que la remontée de la nappe peut effectivement être maintenue à un seuil acceptable en tous points sous l'élément épurateur.

On doit conserver une bande d'au moins 3 m de sol non remanié entre les parois des tranchées et des lits d'infiltration et celles d'une tranchée drainante.

3.14 SYSTÈME DE DISTRIBUTION

3.14.1 Types de systèmes de distribution

Le système de distribution a pour but de véhiculer les eaux usées sortant de la fosse septique et de les distribuer sur la surface d'absorption de l'élément épurateur. Pour obtenir un traitement optimal des eaux usées par percolation dans le sol tout en minimisant les risques de colmatage de l'élément épurateur, les eaux usées doivent être réparties le plus uniformément possible sur l'ensemble de la surface de l'élément épurateur.

Les trois principaux types de systèmes de distribution sont :

- le système gravitaire à alimentation continue;
- le système gravitaire à alimentation intermittente par chasse d'eau;
- le système de distribution sous faible pression.

Le système gravitaire à alimentation continue est le type de système généralement utilisé pour les résidences isolées. Bien qu'il donne des résultats satisfaisants pour ces installations dont les débits sont très faibles et généralement déjà intermittents, il est beaucoup moins approprié pour les installations plus grandes. Il favorise une alimentation préférentielle par les orifices les plus rapprochés et il assure difficilement une répartition égale du débit entre les diverses conduites de distribution. Plus les débits à traiter sont importants et plus les superficies d'infiltration sont grandes, plus les surcharges locales risquent d'être importantes. Il peut en résulter une efficacité de traitement moindre, surtout pour les sols granulaires très perméables, de même qu'un risque accru de colmatage, surtout dans les sols plus fins.

Le système de distribution sous faible pression, en mettant sous pression l'ensemble du réseau de distribution, assure une répartition relativement uniforme des eaux usées par tous les orifices. Il favorise donc une utilisation optimale de l'ensemble de la surface d'infiltration. De plus, le dosage intermittent facilite l'oxygénation de la surface d'épandage.

Le système gravitaire à alimentation intermittente par chasse d'eau constitue un compromis entre les deux systèmes mentionnés précédemment. En accumulant une quantité d'eaux usées pour les évacuer ensuite rapidement vers le réseau de distribution gravitaire, il favorise tout de même une répartition de celles-ci dans la majeure partie du réseau de distribution et des périodes d'oxygénation de la surface d'épandage entre les dosages. Il demeure toutefois plus difficile de répartir également les eaux usées dans un réseau gravitaire que dans un réseau en charge.

Pour ces raisons, le système de distribution sous faible pression est donc considéré comme étant le plus efficace et doit toujours être privilégié.

Un système de distribution sous faible pression est requis :

- dans tous les cas où le débit est supérieur à $10 \text{ m}^3/\text{d}$;
- dans tous les cas où la superficie d'infiltration est supérieure à 250 m^2 ;
- pour les tertres à sable hors sol;
- pour les éléments épurateurs à la surface du sol;
- pour les éléments avec matériau d'emprunt.

Pour des raisons d'économie et de simplicité d'entretien, un système de distribution gravitaire peut être considéré comme un compromis acceptable dans certaines petites installations, en particulier dans les situations suivantes :

- un système gravitaire à alimentation *intermittente par chasse d'eau* est un compromis acceptable dans les cas autres que ceux mentionnés ci-dessus, c'est-à-dire lorsqu'un système de distribution sous faible pression n'est pas requis;
- un système gravitaire à alimentation *continue* est un compromis acceptable lorsque la longueur totale des conduites de distribution ne dépasse pas 200 m.

3.14.2 Système de distribution gravitaire à alimentation continue

Le système comprend une conduite d'amenée, un regard de répartition ou un tuyau répartiteur et les tuyaux de distribution.

La conduite d'amenée des eaux prétraitées doit être conforme aux normes BNQ applicables selon le matériau pour des conduites non perforées. Le diamètre de la conduite doit être d'au moins 75 mm et de préférence d'au moins 100 mm. La pente de la conduite ne doit jamais être inférieure à 1 % et devrait de préférence être d'au moins 2 %.

La répartition des eaux usées doit se faire le plus également possible entre les diverses conduites de distribution. Cette répartition peut être faite au moyen d'un regard de répartition ou d'un tuyau répartiteur (figure 3.9). Il faut éviter d'avoir plusieurs divisions successives du débit pour minimiser les risques de mauvaise répartition des eaux usées.

La répartition au moyen d'un tuyau répartiteur non perforé auquel sont raccordées les conduites de distribution n'est utilisable que sur un site plat lorsque toutes les conduites de distribution sont placées au même niveau. Le tuyau répartiteur doit être parfaitement de niveau et placé sur un sol suffisamment dense pour prévenir les tassements différentiels et s'assurer que le tuyau demeurera de niveau. Il est préférable de prévoir un nombre pair de conduites de distributions raccordées symétriquement de part et d'autre de la conduite d'amenée. Il est recommandé de ne pas dépasser 6 conduites de distribution raccordées à un tuyau répartiteur.

La répartition au moyen d'un regard ou boîte de répartition peut s'appliquer autant à un terrain plat qu'à un terrain en pente. Le regard de répartition doit être placé parfaitement de niveau sur des fondations solides à l'abri du gel et sans risque d'affaissement. Toutes les sorties doivent être situées à la même élévation, l'entrée étant située environ 25 mm au-dessus des sorties. Une chicane est placée en face de l'entrée pour prévenir les courants préférentiels. Le regard de répartition doit être muni d'une ouverture de visite avec un couvercle étanche et une protection adéquate contre le gel.

Les conduites de distribution doivent être conformes aux normes BNQ applicables aux tuyaux perforés pour la dispersion souterraine des effluents. Le diamètre des conduites doit être d'au moins 75 mm et de préférence 100 mm. Les conduites sont posées de niveau ou avec une légère pente pouvant aller jusqu'à 0,33 % de pente. Il est préférable de boucler l'extrémité des conduites de distribution lorsque la topographie du site le permet.

3.14.3 Système de distribution gravitaire à alimentation par chasse d'eau

Le système de distribution est similaire à celui décrit pour un système de distribution gravitaire à alimentation continue mais l'alimentation s'effectue de façon intermittente au moyen d'un poste de pompage, de siphons ou d'un autre dispositif mécanique permettant d'accumuler l'effluent de la fosse septique pour ensuite acheminer rapidement un volume donné d'eaux usées dans le réseau de distribution.

a) Caractéristiques communes

Qu'il s'agisse d'un poste de pompage ou d'un autre dispositif destiné à alimenter de façon intermittente un réseau de distribution gravitaire, il doit satisfaire aux caractéristiques suivantes :

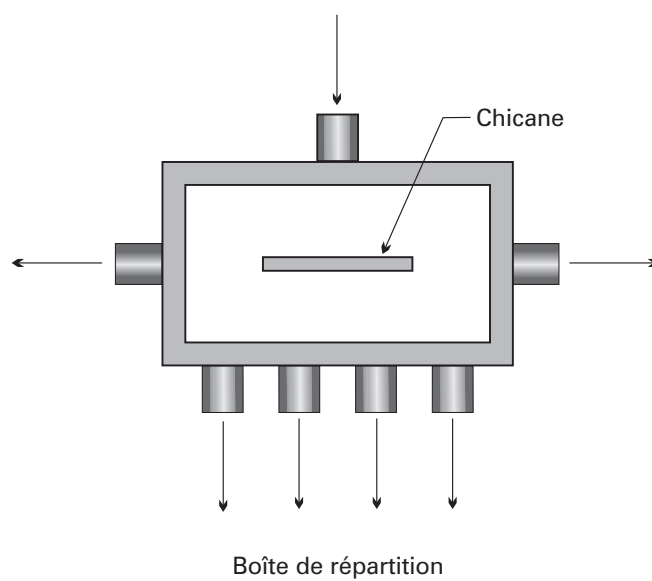
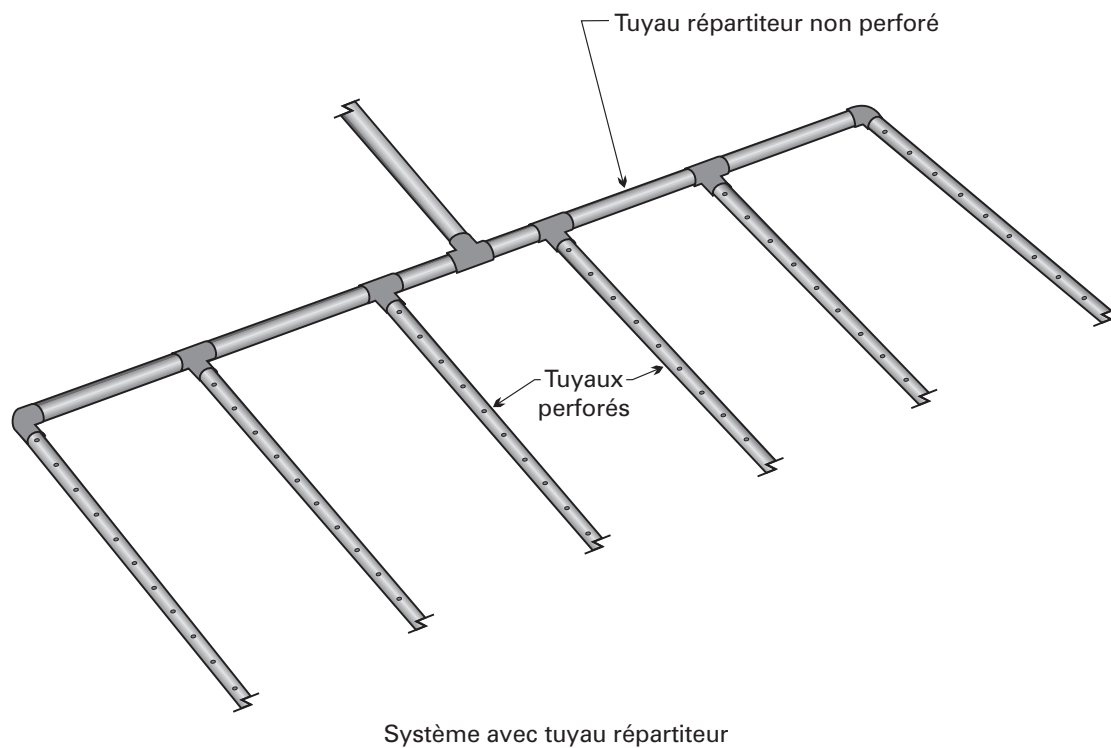


Figure 3.9 Distribution gravitaire

- le volume d'une chasse d'eau doit correspondre à environ 75 % du volume total des tuyaux de l'élément épurateur desservi ou au moins 340 L;
- la capacité de chasse doit être suffisante pour évacuer ce volume en moins de 10 minutes mais ne doit pas être inférieure à 1,5 L/s et correspondre à au moins 1,25 à 2 fois le débit maximal de l'affluent;
- la chambre doseuse doit être munie d'une ouverture de visite d'au moins 600 mm, préférablement de 750 mm, avec un couvercle étanche accessible en tout temps.

b) Poste de pompage

Le poste de pompage (figure 3.10) doit répondre aux caractéristiques suivantes :

- être muni de deux pompes fonctionnant en alternance ou posséder un volume tampon additionnel au-dessus du niveau haut normal égal au débit quotidien de façon à assurer une certaine durée d'autonomie en cas de panne;
- s'il y a deux pompes, chaque pompe alimente une section de l'élément épurateur et elles doivent être ajustées pour répartir également le débit entre les sections; un raccordement transversal avec un jeu de vannes doit être prévu pour permettre l'alimentation de l'une ou l'autre des sections en cas de panne d'une pompe;
- le panneau de commande des pompes doit être installé à l'extérieur du puits de pompage;
- une alarme de haut niveau visuelle et sonore à haute intensité est requise;
- l'ajout de compteurs horaires totalisant le temps de marche des pompes est recommandé;
- la quincaillerie et les accessoires électriques doivent être à l'épreuve de la corrosion;
- le poste de pompage doit être muni d'un évent.

c) Siphons doseurs

Un système d'alimentation par siphons doseurs (figure 3.11) doit répondre aux caractéristiques suivantes :

- installer plus d'un siphon doseur, chacun alimentant une section, lorsque la longueur totale de tuyaux de distribution est supérieure à 300 m ou si l'élément épurateur comporte plus d'une section;
- l'expérience ayant démontré que l'alternance de deux siphons doseurs est parfois aléatoire, il est recommandé d'installer chaque siphon doseur dans une chambre indépendante ou dans des compartiments d'une chambre à compartiments multiples;
- les siphons doseurs doivent être conçus pour résister à la corrosion;
- une hauteur de charge suffisante doit être disponible pour assurer le bon fonctionnement des siphons;
- une conduite de dérivation ou trop-plein est généralement prévue pour acheminer les eaux usées vers l'élément épurateur en cas de non fonctionnement du siphon;
- l'ajout d'une flotte reliée à un compteur d'événements doit être considéré, surtout lorsqu'il y a plus d'un siphon.

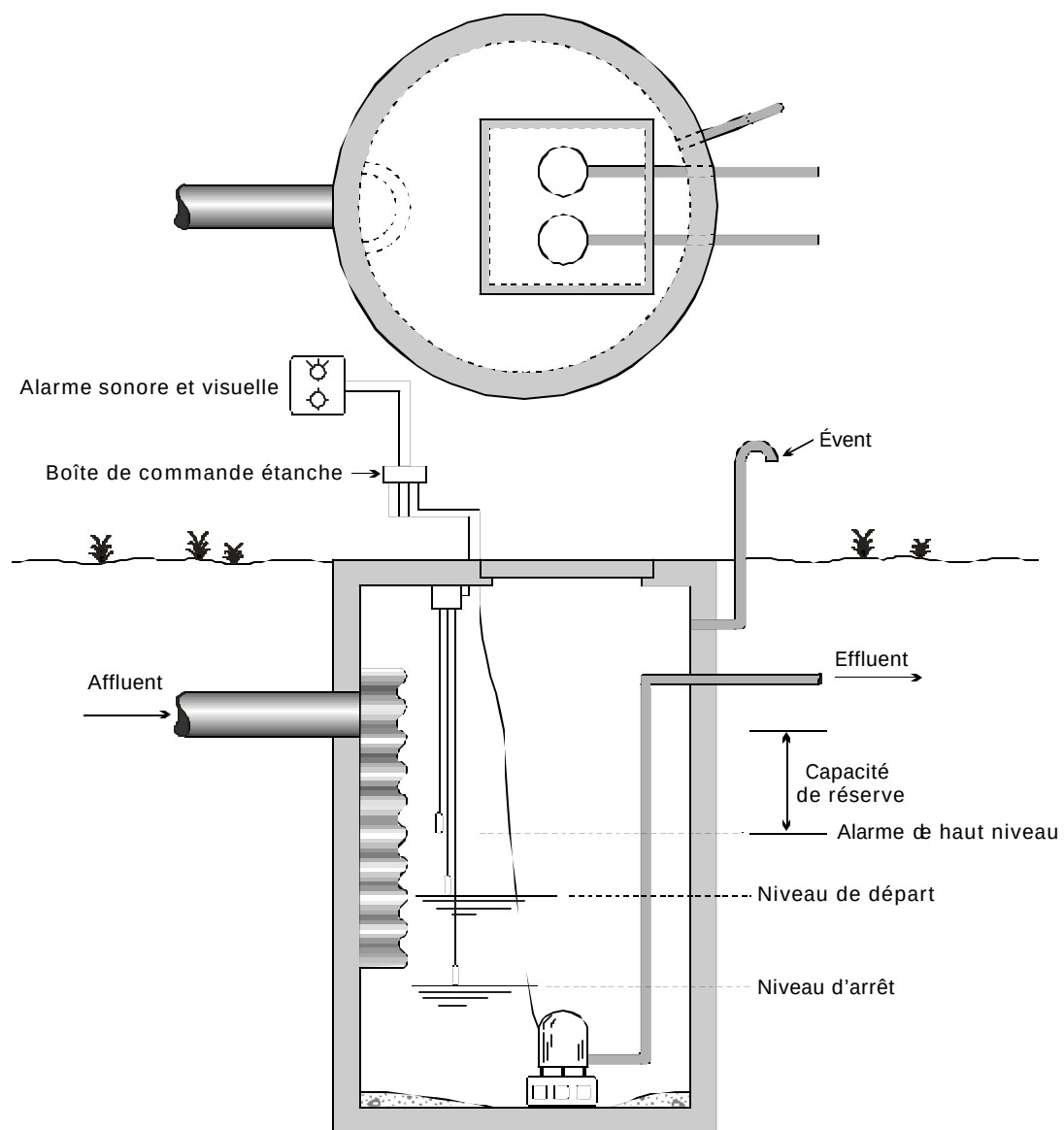
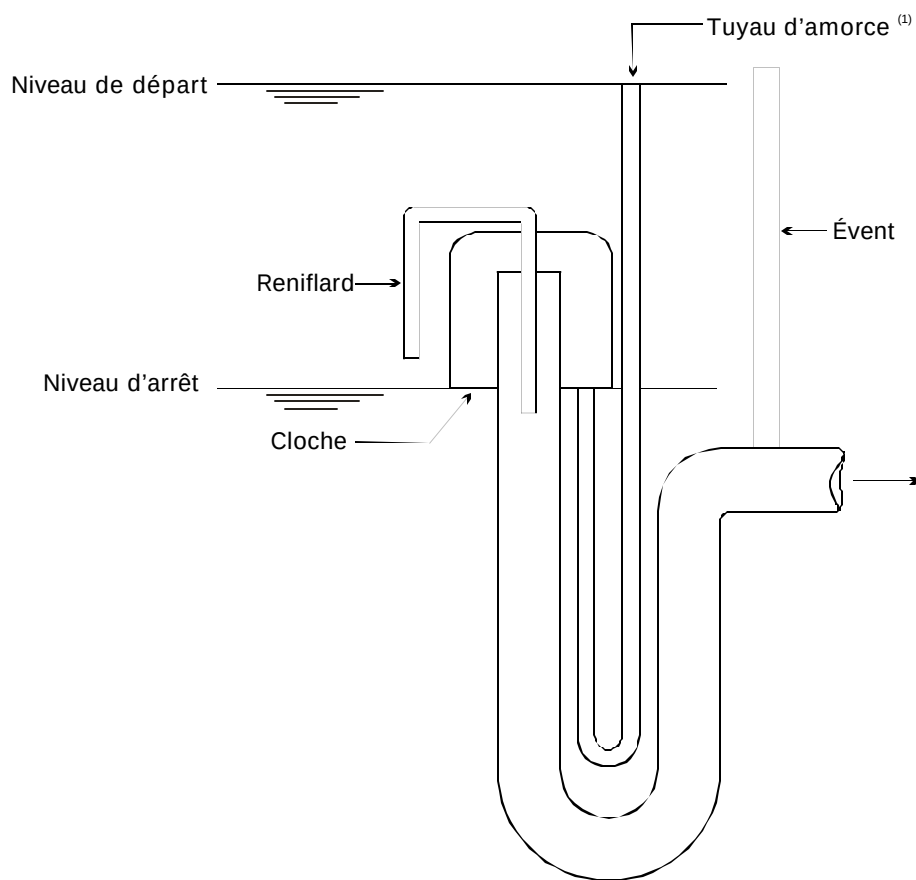


Figure3.10 Poste de pompage



Note1: Si requis selon les instructions du manufacturier.

Figure3.11Siphon

d) Autres dispositifs de chasse d'eau

Lorsque la topographie le permet, d'autres dispositifs de chasse d'eau, comme un auget basculant ou un système à chasse pendulaire (Amevet et Lesavre, 1993), peuvent être installés au lieu de pompes ou de siphons doseurs. Ces systèmes, surtout utilisés en France, sont peu répandus au Québec. Une étude doit être faite cas par cas en prenant en considération l'expérience disponible et documentée à partir d'utilisation antérieure de systèmes semblables.

3.14.4 Système de distribution sous faible pression

Le système de distribution sous faible pression (figure 3.12) fonctionne par mise en charge du réseau de distribution. L'alimentation se fait de façon intermittente, généralement au moyen d'un poste de pompage. Dans certains cas, si la topographie du site permet de créer une tête d'eau suffisante, elle peut se faire de façon gravitaire au moyen de siphons doseurs ou autre dispositif de chasse d'eau.

La pression résiduelle à l'extrémité des conduites latérales est de l'ordre de 1,0 à 2,0 mètres d'eau. Le réseau doit être conçu de manière à équilibrer les pertes de charge aux orifices pour assurer un débit sensiblement égal à chaque orifice. Pour ce faire, les orifices doivent être plus petits que dans un réseau de distribution gravitaire de sorte qu'environ 75 à 85 % de la perte de charge totale, excluant la perte de charge dans la conduite d'amenée et la tête statique, se situe aux orifices. Il ne doit pas y avoir plus de 10 % d'écart de débit entre deux orifices.

Le diamètre des orifices se situe entre 3,2 et 9,5 mm. Les orifices de diamètre inférieur à 6,4 mm étaient initialement surtout recommandés pour des systèmes non enfouis comme des filtres intermittents à recirculation, mais il est de plus en plus courant d'utiliser des orifices de 3,2 mm dans les systèmes de distribution des filtres à sable intermittent enfouis de façon à faciliter une réduction de l'espacement entre les orifices tout en limitant le volume par dose et permettre une fréquence de dosage suffisante.

La distance entre les orifices de même que la distance entre les conduites est de l'ordre de 0,6 à 1,2 m. Pour minimiser la distance entre deux orifices, les orifices de deux conduites latérales adjacentes peuvent être placés en quinconce. Plus le sol est perméable, plus la distance choisie doit être rapprochée.

Le diamètre intérieur des conduites latérales se situe entre 25 et 50 mm.

Le débit de dosage est calculé en tenant compte du nombre d'orifices et du débit requis aux orifices pour assurer la pression résiduelle requise.

Le volume par dose est établi de façon à obtenir une lame d'eau équivalant à 1,0 à 2,0 cm par dose sur la surface d'application. De plus, un volume correspondant à environ 5 à 10 fois le volume total des conduites est généralement recommandé (Otis, 1981). Normalement, plus le sol est perméable, plus le nombre de doses par jour est élevé.

Contrairement aux systèmes de distribution gravitaire, les orifices sont disposés vers le haut en plaçant un dispositif de protection et de dispersion au-dessus des orifices. Les conduites doivent se vidanger à la fin de chaque cycle de dosage pour prévenir les risques de gel. Une technique recommandée à cet effet consiste à poser les conduites avec une légère pente vers la conduite principale et de prévoir un orifice dirigé vers le bas au début de la conduite.

Le réseau de distribution doit être muni de bouches de nettoyage. Celles-ci peuvent être placées à l'extrémité de chaque conduite de distribution ou encore en reliant l'extrémité de plusieurs conduites avec une bouche de nettoyage commune.

Des exemples de calculs détaillés ainsi que des abaques se trouvent dans la littérature (Dubé et Barabé, 1991, Dubé *et al.*, 1996, EPA, 1980). Un logiciel de calcul a été préparé avec le guide de Dubé *et al.*, 1996. Une version de ce logiciel, fonctionnant avec les logiciels Excel 97 ou Excel 2000, peut être obtenue sur demande auprès des directions régionales du ministère de l'Environnement.

Une attention particulière doit être accordée aux sites en pente. La différence d'élévation entre deux conduites latérales entraîne une différence de tête statique, qui doit être prise en considération et compensée pour équilibrer la répartition du débit. Pour des différences d'élévations importantes, il est préférable d'aménager des sections alimentées séparément. Lorsque des tranchées d'une même section se situent à des élévations différentes, diverses solutions peuvent être envisagées par le concepteur pour équilibrer les débits comme des différences de diamètres ou d'espacement d'orifices.

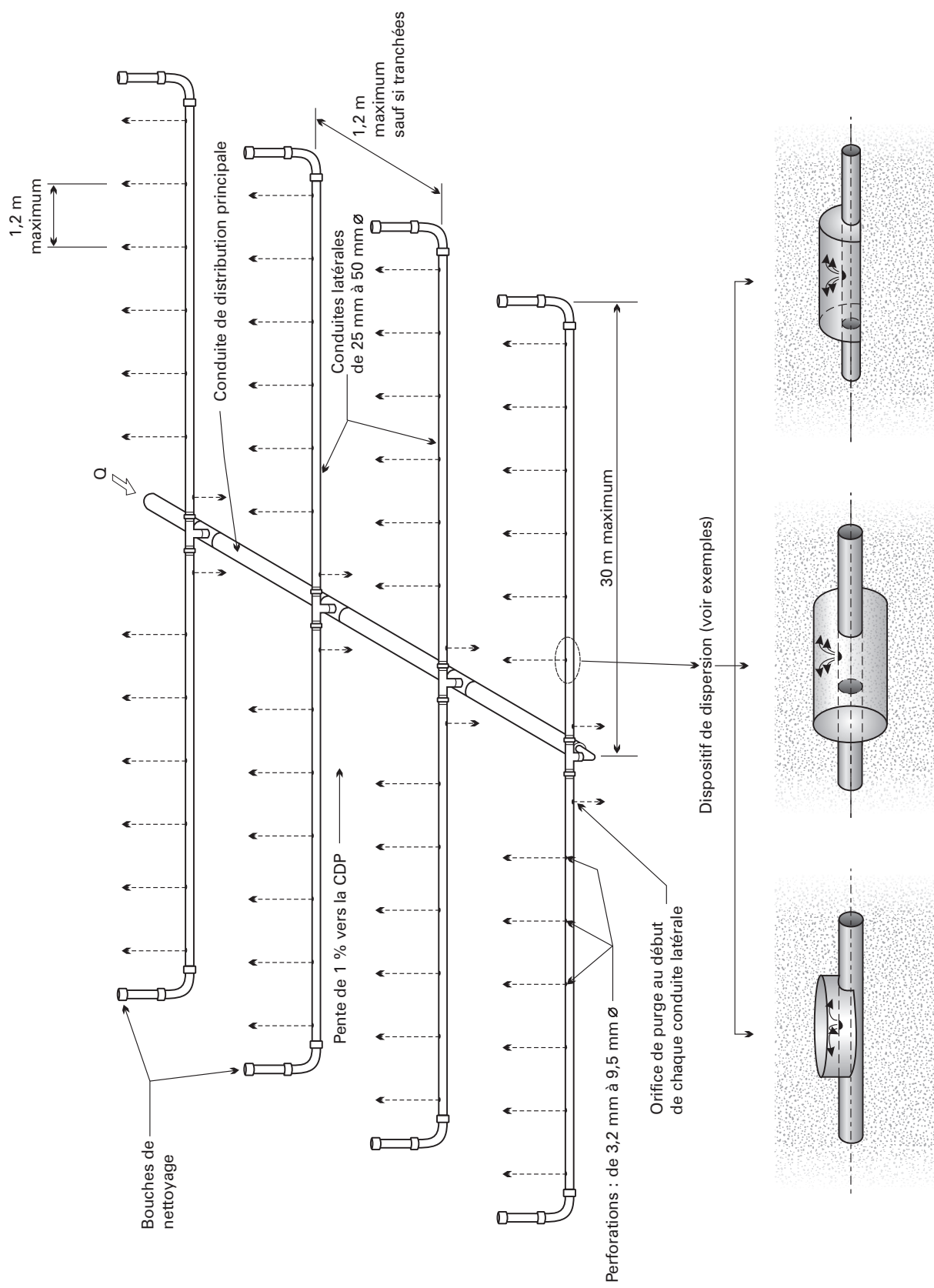


Figure 3.12 Système de distribution sous faible pression (inspiré de Dubé *et al.*, 1996)

3.15 PIÉZOMÈTRES

On doit pouvoir vérifier les problèmes d'accumulation d'eau à la surface d'application causées par un début de colmatage de même que la remontée de la nappe et le maintien de l'épaisseur de sol non saturé sous la surface d'application des eaux usées.

La vérification des problèmes d'accumulation d'eau à la surface d'application se fait au moyen de piézomètres (figure 3.13), dont la base est placée à l'interface entre la pierre et le sol récepteur. On doit installer au moins deux piézomètres pour un élément épurateur de 300 m² ou moins et un piézomètre additionnel pour chaque tranche de superficie de 300 m² additionnelle pour des éléments épurateurs de plus de 300 m² de superficie.

La vérification de la remontée de la nappe et du maintien de l'épaisseur de sol non saturé sous la surface d'application des eaux usées se fait au moyen de piézomètres dont la base est fixée à plus de 0,9 m sous la surface d'application et, si possible, jusqu'au niveau initial de la nappe. Le nombre de piézomètres est le même que pour la vérification des problèmes d'accumulation d'eau à la surface d'application.

Les piézomètres ont un diamètre d'au moins 100 mm. Ils se prolongent jusqu'au-dessus de la surface du sol et doivent être munis d'un bouchon. Ils doivent être fixés pour éviter tout déplacement vertical.

3.16 ÉVÉNEMENTS

Il a été démontré que la présence de conditions aérobies dans un élément épurateur est importante autant pour assurer la qualité des eaux après filtration dans le sol que pour maintenir la capacité hydraulique du sol.

Mahuta et Boyle (1991) ont étudié le comportement de l'oxygène dans le sol avec infiltration d'eaux usées et concluent qu'au-delà d'une certaine largeur de lits d'infiltration (3,7 m de largeur pour le cas étudié), il risque de se former des conditions anaérobies. Dubé et Barabé (1991) recommandent de favoriser un apport d'oxygène en installant des événements (figure 3.13) d'un diamètre minimal de 100 mm.

L'ajout d'événements est particulièrement recommandé dans le cas des lits d'infiltration. Dans le cas d'un réseau de distribution gravitaire, les événements peuvent être directement raccordés au réseau de distribution alors que, dans le cas d'un réseau de distribution sous faible pression, les événements devraient être raccordés à des bouts de tuyaux indépendants du réseau de distribution et installés horizontalement.

Il n'y a pas de règle établie pour déterminer le nombre d'événements recommandé en fonction de la superficie de l'élément épurateur. Il est cependant recommandé d'installer plus d'un événement dans un même lit de pierre afin de faciliter la circulation de l'air.

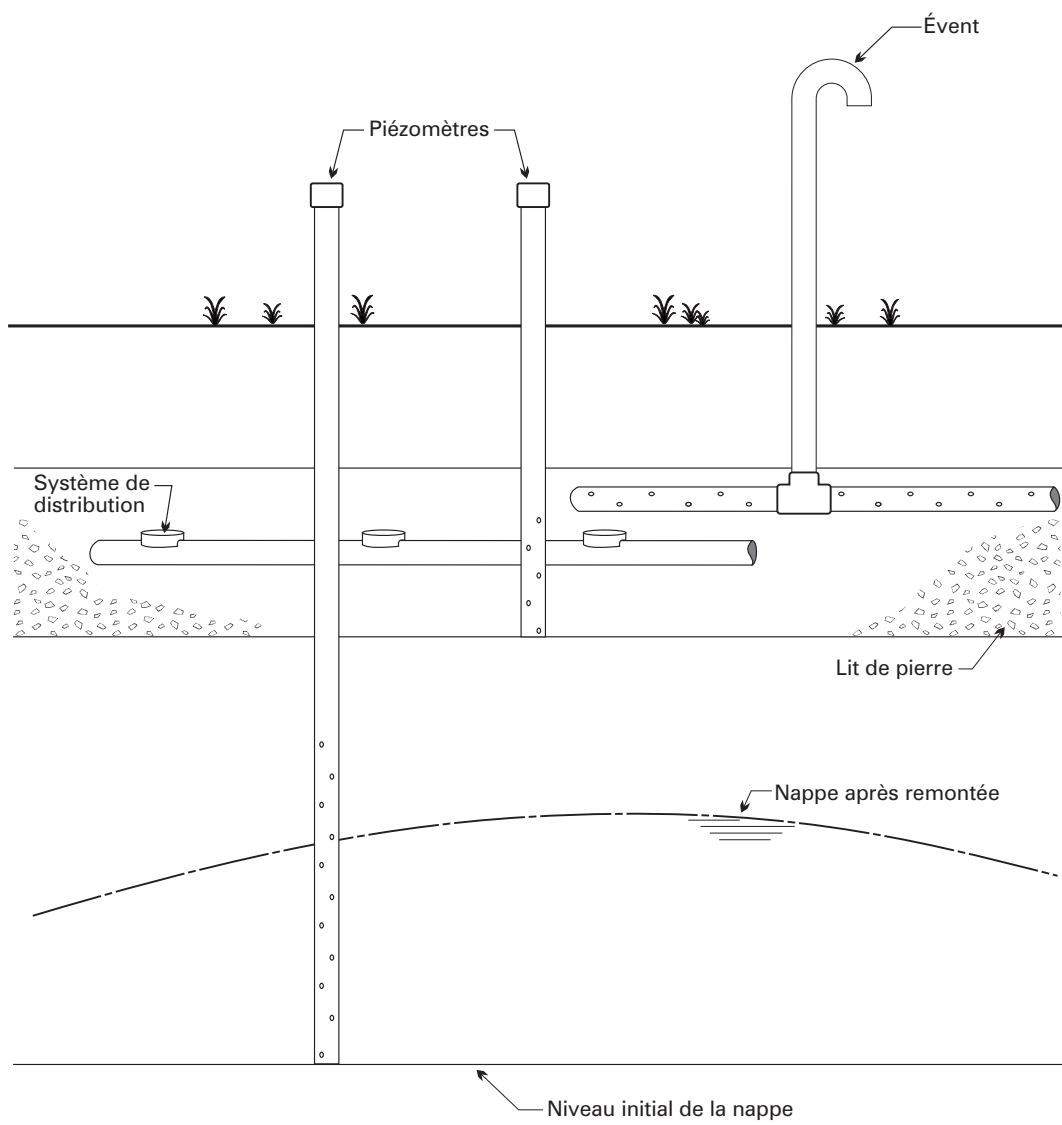


Figure 3.13 Piézomètres et événements

3.17 LOCALISATION DE L'ÉLÉMENT ÉPURATEUR

Outre le fait qu'il doit être localisé sur un site propice au traitement et à l'évacuation des eaux usées dans le sol (pente, nature du sol, capacité hydraulique, niveau du roc, niveau d'une couche imperméable ou niveau de la nappe), l'élément épurateur doit être situé à un endroit exempt de circulation motorisée et respecter les distances suivantes :

Point de référence	Distance minimale (mètres)
Puits ou source servant à l'alimentation en eau	30 ¹
Lac, cours d'eau, marais ou étang	15 ²
Bâtiment	5
Conduite souterraine de drainage	5
Limite de propriété	2
Arbre	2
Talus, escarpement ou falaise (autre que la rive d'un cours d'eau)	3 ³
Conduite d'eau de consommation	2

Note 1 : Une distance plus grande peut être requise s'il y a risque de contamination d'une source de captage d'eau de consommation tel qu'indiqué à la section 3.3. La distance minimale peut être réduite à 15 mètres dans le cas d'un puits tubulaire dont la profondeur est de 6 mètres ou plus et aménagé conformément aux prescriptions des paragraphes 1^o, 2^o et 3^o de l'article 4 du *Règlement sur le captage des eaux souterraines*.

Note 2 : Si une zone d'infiltration dans le sol est prévue à moins de 300 mètres d'un lac ou d'un cours d'eau situé en amont d'un lac, il faudra s'assurer que la qualité du lac ne sera pas compromise par le relargage de phosphore (voir la section 9.2).

Note 3 : Le concepteur doit s'assurer que la mise en place et l'exploitation de l'élément épurateur ne risque pas de déstabiliser le sol et qu'il n'y aura pas de résurgence dans le talus. Il est de sa responsabilité d'éloigner davantage l'élément épurateur si requis.

On doit éviter de localiser l'élément épurateur dans une dépression, dans un site à pentes concaves ou en pied de talus.

3.18 CONSTRUCTION D'UN ÉLÉMENT ÉPURATEUR

Une part importante des risques de mauvais fonctionnement d'une installation septique peut provenir d'une exécution inadéquate des travaux. Il est donc important que les devis contiennent des instructions spécifiques aux aspects les plus vulnérables de la réalisation d'une installation septique.

Il est de la responsabilité de l'ingénieur concepteur d'élaborer les devis relatifs aux travaux. Le contenu des devis dépasse le contexte du présent guide. Certaines précautions importantes mentionnées couramment dans la littérature y sont toutefois présentées.

L'exécution des travaux ne doit en aucun temps entraîner le compactage ou le lissage de la surface destinée à l'infiltration des eaux usées, qu'il s'agisse du fond ou des parois des tranchées ou des lits d'infiltration ou de la surface du sol destinée à recevoir le remblai d'un tertre à sable hors sol. Il peut être nécessaire de scarifier le fond et les parois de l'excavation au râteau sur une épaisseur d'environ 20 mm, en particulier en présence de sols cohésifs. Les excavations doivent rester ouvertes le moins longtemps possible pour prévenir tout risque de colmatage de la surface d'infiltration par entraînement de particules fines par le vent ou une pluie importante.

Il faut éviter toute circulation de machinerie lourde sur les surfaces destinées à l'infiltration des eaux usées. La machinerie doit, de préférence, effectuer les travaux à partir de l'extérieur de cette zone. Si cela n'est pas possible, les travaux doivent être exécutés au moyen d'une machinerie légère en s'assurant qu'une couche de matériaux granulaires sépare en tout temps la machinerie de la surface d'infiltration. Il est également important d'éviter d'effectuer les travaux lorsque le sol est détrempé.

Une vérification rigoureuse des matériaux d'emprunt granulaires doit être effectuée. En plus de vérifier les caractéristiques granulométriques des matériaux, il faut s'assurer que la pierre ne contient pas de particules fines susceptibles de migrer à la surface d'application des eaux usées. Des précautions doivent être prises lors de la mise en place des matériaux pour éviter de compacter la surface d'application des eaux usées et s'assurer que les tuyaux sont placés au bon niveau et qu'ils ne soient pas endommagés ou déplacés.

Une calibration des pompes et des essais de rendement du système de distribution sous faible pression doivent être effectués le cas échéant.

3.19 EXPLOITATION D'UN ÉLÉMENT ÉPURATEUR

Malgré la grande simplicité du traitement des eaux usées au moyen d'une installation septique, une exploitation adéquate demeure tout de même capitale pour assurer l'efficacité environnementale, le bon fonctionnement et la pérennité de l'installation.

L'inspection et l'entretien réguliers des ouvrages de prétraitement (fosse septique, piège à matières grasses, préfiltres) ainsi que du système de distribution (poste de pompage, regard de répartition, siphons doseurs et conduites de distribution sous faible pression) sont des fonctions essentielles de l'exploitation d'une installation septique. Le suivi des volumes d'eaux usées traitées et du niveau d'eau dans les piézomètres peut permettre d'intervenir pour corriger une installation septique avant d'atteindre un point de non-retour nécessitant le remplacement complet, à coût élevé, de l'élément épurateur.

Il est de la responsabilité du concepteur de préparer un manuel d'exploitation pour permettre à l'exploitant de bien comprendre le fonctionnement de l'installation, de l'informer sur la fréquence et les tâches d'inspection et d'entretien préventif de ses différentes composantes ainsi que sur les critères d'intervention (comme le niveau ou l'épaisseur de boues ou d'écumes nécessitant une vidange de la fosse septique).

Le programme de suivi minimal exigé par le ministère de l'Environnement est décrit à l'annexe 4 du *Guide de présentation des demandes d'autorisation pour les systèmes de traitement des eaux usées d'origine domestique*.

Des recommandations plus détaillées sur l'entretien des installations septiques de même que sur la préparation du manuel d'exploitation sont présentées dans la littérature (Dubé et Barabé, 1991, Dubé *et al.*, 1996, EPA, 1980).

SOMMAIRE – INSTALLATIONS SEPTIQUES	
Limites d'application	
Débit	
Tranchées d'infiltration	Q total < 150 m ³ /d
Lits d'infiltration	Q total < 50 m ³ /d
Tertres à sable hors sol	Q total < 50 m ³ /d
Concentration	DBO ₅ ≤ 200 mg/L
(effluent de la fosse septique)	MES ≤ 100 mg/L
Pour restaurant ou autre concentration élevée	Taux de charge hydraulique réduit d'un facteur 2,5
Fosse septique	
Volume	≥ 1,5 Q conception ≥ 1,0 Q maximum journalier
Autres caractéristiques	Figure 3.4
Localisation	Section 3.4.6
Préfiltres	Retenir solides de 3,2 mm Ø ou d'arête
Piège à matières grasses	Requis si restaurant ou cafétéria (section 3.6)
Tranchées d'infiltration	
Pente maximale du terrain	30 %
Surface d'infiltration – nappe (après remontée)	90 cm minimum
Taux de charge hydraulique	Tableau 3.2
Facteur de majoration de superficie	1,5 sauf si saisonnier
Autres caractéristiques	Figure 3.5
Lits d'infiltration	
Pente maximale du terrain	10 %
Surface d'infiltration – nappe (après remontée)	90 cm minimum
Taux de charge hydraulique	Tableau 3.3
Facteur de majoration de superficie	1,5 sauf si saisonnier
Autres caractéristiques	Figure 3.6 et même profil que tranchées
Tertres à sable hors sol	
Pente maximale du terrain	10 %
Surface d'infiltration – nappe (après remontée)	90 cm minimum incluant couche de sable
Épaisseur de sable	30 à 60 cm

Épaisseur de sol naturel non saturé (excluant couche de sable) Taux de charge hydraulique à l'interface du sol naturel Taux de charge hydraulique au sommet du lit de sable Taux de charge hydraulique linéaire Facteur de majoration de superficie Sable Autres caractéristiques	30 cm minimum, de préférence 60 cm Tableau 3.4 $\leq 40 \text{ L/m}^2 \cdot \text{d}$ $\leq 50 \text{ L/m.d}$ si écoulement horizontal $\leq 125 \text{ L/m.d}$ si écoulement vertical 1,5 sauf si saisonnier $0,25 \text{ mm} < D_{10} < 1,0 \text{ mm}$, typique 0,35 mm $C_U < 4$, de préférence $< 3,5$ Figure 3.7
Éléments épurateurs à la surface du sol Pente maximale du terrain Caractéristiques	10 % Figure 3.8 et caractéristiques applicables des autres types d'éléments épurateurs
Système de distribution Distribution sous faible pression Gravitaire à alimentation intermittente par chasse d'eau Volume par dose Gravitaire à alimentation continue	Recommandé dans tous les cas Requis si : $Q > 10 \text{ m}^3/\text{d}$ Superficie d'infiltration $> 250 \text{ m}^2$ Tertres à sable hors sol Éléments épurateurs à la surface du sol Éléments épurateurs avec matériau d'emprunt Caractéristiques figure 3.12 Acceptable dans les autres cas 75 % du volume total des tuyaux Acceptable si longueur totale des conduites de distribution $\leq 200 \text{ m}$
Autres dispositifs Piézomètres À la surface d'application Sous l'élément épurateur Évents	2 pour 300 m^2 ou moins + 1 par 300 m^2 additionnel Idem Recommandés surtout pour les lits d'infiltration
Localisation d'un élément épurateur	Section 3.17

4. FILTRES À SABLE OU À GRAVIER

L'utilisation de filtres à sable pour traiter des eaux usées domestiques est connue depuis très longtemps; elle était déjà pratiquée dans le Massachusetts vers la fin des années 1800. Ces techniques ont connu un regain de popularité au cours des dernières décennies avec la mise en place de petits ouvrages d'assainissement et la recherche de solutions simples d'exploitation. Il en existe une grande quantité d'installations un peu partout dans le monde. On trouve une documentation abondante dans la littérature scientifique et technique, tant sur les critères de conception que sur les rendements.

Les filtres à sable ou à gravier sont donc considérés comme faisant partie des technologies conventionnelles déjà éprouvées au Québec et ailleurs. Les installations sont construites sur place sur la base de critères de conception définis dans la littérature.

Les deux principaux types de filtres à sable ou gravier utilisés au Québec et qui font l'objet d'une section du présent guide sont :

- les filtres à sable intermittents enfouis;
- les filtres granulaires intermittents à recirculation.

Un type de filtre à sable qui est également souvent cité dans la littérature aux États-Unis est le filtre intermittent à simple percolation à surface libre (EPA, 1980, Anderson *et al.*, 1985). La surface d'application doit demeurer accessible pour une scarification ou un décolmatage au besoin. Ce type de filtre n'est toutefois pas répandu au Québec à cause surtout des conditions climatiques rigoureuses en hiver. Il est aussi plus susceptible de générer des problèmes d'odeurs. Le filtre intermittent à simple percolation ne fait pas l'objet du présent guide. Si des projets sont soumis, ils devront être analysés cas par cas.

Un autre type de filtre à sable, utilisé surtout en France, est le filtre à sable horizontal (AFNOR, 1992, Amevet et Lesavre, 1993). Une variante de ce type de filtre à sable a fait l'objet d'un projet expérimental en Nouvelle-Écosse (Check *et al.*, 1994). Ce type de filtre à sable doit aussi être analysé cas par cas.

Les projets faisant appel à de nouveaux types de filtres composés de matériaux autres que le sable ou le gravier (filtres à tourbe, filtres à géotextile ou autres) sont analysés selon la procédure mise en place pour les nouvelles technologies dans le *Guide de présentation des demandes d'autorisation pour les systèmes de traitement des eaux usées d'origine domestique*.

4.1 FILTRES À SABLE INTERMITTENTS ENFOUIS

Un filtre intermittent enfoui est constitué d'un lit de sable d'une épaisseur de 60 à 90 cm qui repose sur une couche de pierre concassée dans laquelle sont placés des drains collecteurs (figure 4.1). Ce système de traitement s'apparente au filtre à sable classique décrit dans le Règlement sur l'évacuation et le traitement des eaux usées des résidences isolées. Une différence importante entre les deux filtres est l'alimentation du filtre par dosage intermittent sous faible pression. Les mécanismes de traitement en jeu sont à la fois physiques, chimiques et biologiques.

Le filtre à sable intermittent, s'il est conçu, construit et exploité correctement, est généralement reconnu dans la littérature comme un traitement de niveau secondaire avancé.

Les principaux facteurs à considérer sont :

- les débits, les caractéristiques et le prétraitement des eaux usées;
- les caractéristiques du milieu filtrant;
- le taux de charge hydraulique ainsi que le taux de charge organique appliqués;
- la méthode d'application des eaux usées sur le filtre;
- la collecte de l'effluent;
- l'installation du filtre.

4.1.1 Traitement préalable

Les eaux usées doivent subir un traitement primaire préalablement à leur filtration. Le traitement primaire normalement appliqué en amont d'un filtre à sable est une fosse septique (section 3.4). Un préfiltre est requis à la sortie de la fosse septique (section 3.5). Comme dans le cas d'une installation septique, un piège à matières grasses est requis dans les cas prévus à la section 3.6.

Les filtres à sable intermittents enfouis sont conçus en fonction des caractéristiques normales de l'effluent d'une fosse septique recevant des eaux usées domestiques. La concentration de l'effluent de la fosse septique ne doit alors pas dépasser 200 mg/L en DBO₅ et 100 mg/L en MES. Un tel système de traitement peut être considéré pour des eaux usées plus chargées en DBO₅, à la condition d'envisager un prétraitement additionnel ou une réduction du taux de charge hydraulique de façon à ne pas dépasser le taux de charge organique maximal recommandé à la section 4.1.3. C'est particulièrement le cas pour les eaux usées des restaurants.

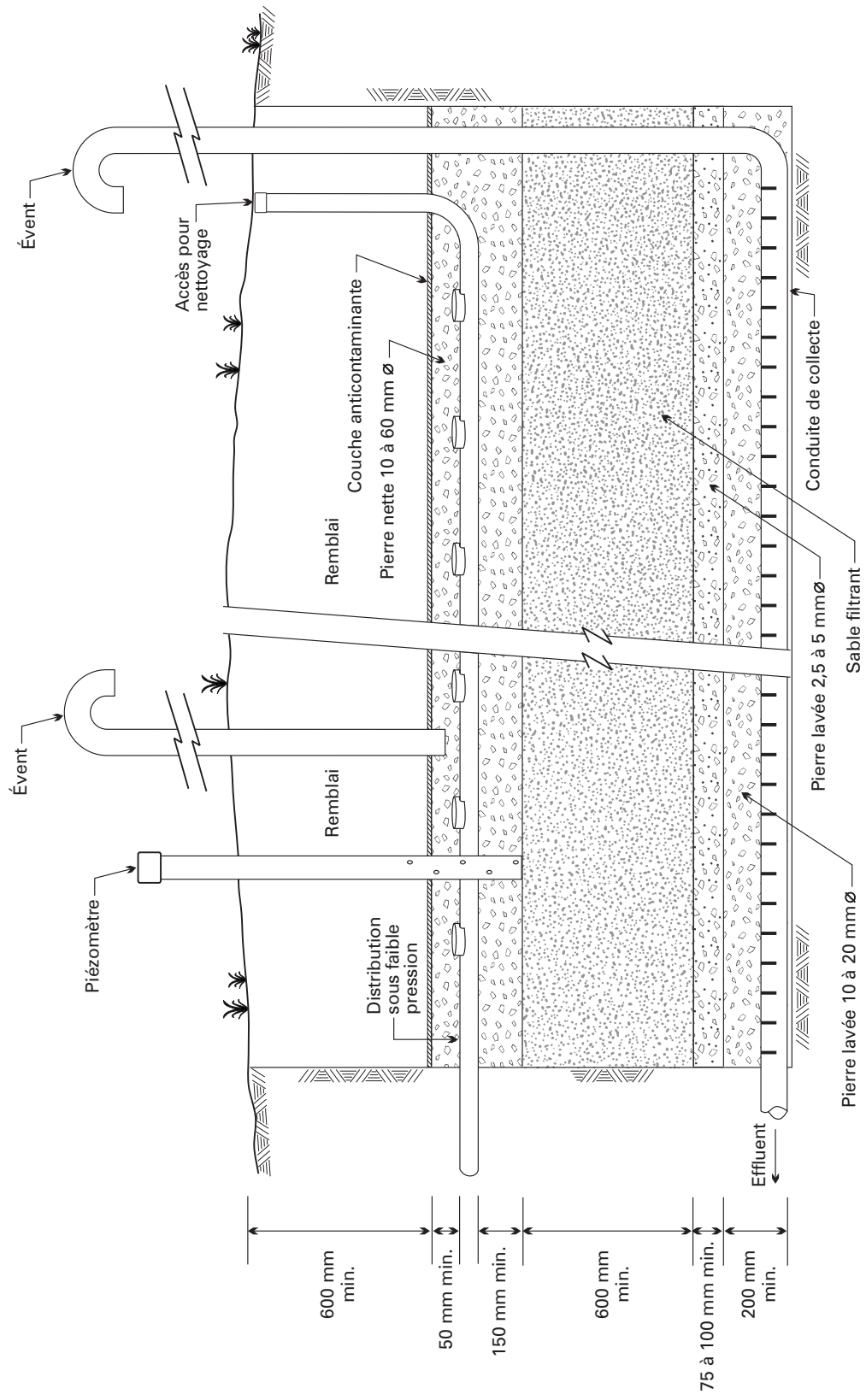


Figure 4.1 Filtre à sable intermittent enfoui

4.1.2 Milieu filtrant

L'épaisseur de sable filtrant dans un filtre à sable intermittent enfoui se situe généralement entre 60 et 90 cm. Cette épaisseur ne doit jamais être inférieure à 60 cm.

Le milieu filtrant est constitué d'un sable sélectionné propre et durable, à base de silice plutôt que de calcaire, et de forme préférentiellement arrondie. Il doit être exempt de poussière, de matière organique, de particules fines de silt ou d'argile ou d'autres matières susceptibles de se désintégrer ou de cimenter le sable. La teneur en matière organique ne devrait pas dépasser 1 %. Celle en matières solubles à l'acide ne devrait pas dépasser 3 %.

Les caractéristiques granulométriques sont très importantes. Un sable trop grossier et trop uniforme favorise un écoulement trop rapide alors qu'un sable trop fin avec une granularité trop étalée risque plus de se colmater, réduit l'aération du filtre et peut entraîner une saturation capillaire. Le sable doit avoir un diamètre effectif (D_{10}) compris entre 0,25 et 1,0 mm, la valeur typique généralement suggérée étant de 0,35 mm. Son coefficient d'uniformité (C_U) doit être inférieur à 4 et de préférence inférieur à 3,5. Le milieu doit être homogène et ne pas présenter de variations brusques de texture susceptibles d'entraîner un colmatage ou un cheminement préférentiel.

L'analyse granulométrique du sable devant servir de milieu filtrant est essentielle. De plus, il est possible de procéder à des vérifications qualitatives de la propreté du sable de la façon suivante (Crites et Tchobanoglous, 1998). Un bocal en verre est rempli à moitié d'un échantillon de sable; le contenant est ensuite rempli d'eau et fermé de façon étanche. Le contenant est agité vigoureusement, puis laissé au repos pendant 30 minutes. Si une couche de particules fines est perceptible à la surface du milieu (plus de 1,5 mm d'épaisseur), le milieu n'est pas suffisamment propre. Cet essai peu toutefois s'avérer délicat et imprécis en présence d'argile.

4.1.3 Taux de charge hydraulique et taux de charge organique

Dans le cas d'un filtre à sable enfoui, la surface d'application des eaux usées n'est pas accessible pour y faire un entretien régulier. De très bons rendements d'épuration ont pu être atteints, surtout en DBO_5 et en MES, à des taux de charge hydraulique relativement élevés lors d'essais réalisés sur des périodes de quelques mois avec des filtres expérimentaux ouverts. Le taux de charge d'un filtre à sable intermittent enfoui doit cependant être plus conservateur pour permettre un équilibre biologique entre le taux de croissance des bactéries causée par l'apport de matières organiques et le taux de destruction de la biomasse par respiration endogène, de façon à prévenir le colmatage du filtre par accumulation de biomasse excédentaire, surtout dans la couche supérieure du filtre, et lui assurer une durée de vie adéquate. Le taux de charge hydraulique a aussi un effet plus significatif sur le rabattement des coliformes et la qualité bactériologique de l'effluent (Emerick *et al.*, 1997).

Le taux de charge hydraulique recommandé sur un filtre à sable intermittent enfoui alimenté avec un effluent typique de fosse septique recevant des eaux usées domestiques est de 40 L/m².d.

Comme dans le cas des éléments épurateurs, un facteur de majoration de 1,5 fois la superficie calculée à partir du taux de charge hydraulique mentionné ci-dessus doit être appliqué pour établir la superficie des filtres. Le filtre doit être aménagé en au moins 3 sections pour permettre la mise au repos d'une section. Pour de petits systèmes, on peut également appliquer un facteur de majoration de 2 sur la superficie, permettant ainsi de réduire le nombre de sections à 2, chacune pouvant être mise au repos en alternance. Dans le cas d'un établissement saisonnier ou d'un établissement susceptible d'être peu utilisé pendant une partie importante de l'année, le facteur de majoration peut être omis.

Pour des eaux usées domestiques résidentielles typiques, le taux de charge organique n'est normalement pas problématique puisqu'il est limité indirectement en tenant compte du taux de charge hydraulique et de la concentration des eaux usées. Par contre, pour des eaux usées plus chargées, on doit vérifier le taux de charge organique appliqué. Crites et Tchobanoglous (1998) indiquent un taux de charge organique allant de 2,5 à 10 g DBO₅/m².d avec une valeur typique de 5 g DBO₅/m².d. Pour un effluent de fosse septique de concentration moyenne, soit environ 140 mg/L de DBO₅ et un taux de charge hydraulique de 40 L/m².d, on obtient un taux de charge organique égal à 5,6 g DBO₅/m².d.

Si l'on considère que le taux de charge hydraulique de 40 L/m².d recommandé est valide pour des eaux usées pouvant avoir une concentration allant jusqu'à 200 mg/L de DBO₅, on obtient alors une charge organique qui ne devrait pas dépasser 8 g DBO₅/m².d.

4.1.4 Application des eaux usées

Les eaux usées doivent être dosées uniformément sur le filtre au moyen d'un système de distribution sous faible pression tel que prévu à la section 3.14.4.

Darby *et al.* (1996) ont démontré l'importance de limiter le volume d'eaux usées à chaque dosage, en dosant une plus faible quantité d'eaux usées plus souvent chaque jour. La réduction du volume par dose favorise le développement d'un biofilm mince, d'un bon contact du substrat avec la biomasse active et de bonnes conditions d'oxygénation du filtre. Ces travaux ont toutefois été réalisés en appliquant des taux de charge hydraulique relativement élevés sur des filtres ouverts, avec des eaux usées peu concentrées, et sur une période relativement courte.

Dans le cas de filtres enfouis ne pouvant pas faire l'objet d'un entretien régulier de la surface d'application et traitant des eaux usées plus chargées, donc avec un taux de charge hydraulique plus faible, il faut quand même s'assurer d'appliquer un volume suffisant

d'eaux usées à chaque dose pour avoir une répartition adéquate sur l'ensemble de la superficie du filtre, ce qui limite la fréquence de dosage.

On doit viser le meilleur équilibre entre le choix du volume par dose et la fréquence de dosage pour assurer à la fois des conditions optimales de traitement des eaux usées et une bonne répartition de celles-ci sur le filtre. Des hauteurs de lame d'eau par dose de 1 à 2 cm sont généralement recommandées dans la littérature. Pour maintenir la fréquence d'application la plus élevée que possible, on doit, de préférence, favoriser la valeur minimale de cette plage, soit une lame d'eau de 1 cm.

À $40 \text{ L/m}^2\cdot\text{d}$, une lame de 1 cm par dose donne une fréquence de dosage de 4 fois par jour. Il y a avantage à opter pour un système de distribution où les conduites latérales et les orifices sont rapprochés. Pour des filtres intermittents, Dubé *et al.* (1996) recommandent un espacement de l'ordre de 30 à 60 cm. À $40 \text{ L/m}^2\cdot\text{d}$, avec une lame d'eau de 1 cm/dose et un espacement de 30 cm, on obtient un volume de 0,9 litre par orifice par dose, ce qui correspond à la valeur typique recommandée par Crites et Tchobanoglous (1998).

Il pourrait être avantageux, en termes d'efficacité de répartition, de réduire davantage la lame d'eau et d'augmenter la fréquence de dosage (Darby *et al.*, 1996, Emerick *et al.*, 1997). Pour maintenir une bonne distribution, on doit alors réduire sensiblement l'espacement entre les conduites latérales et les orifices. Dans les essais réalisés par Darby *et al.* et Emerick *et al.* sur des unités expérimentales, des lames d'eau aussi faibles que 0,17 cm ont été appliquées mais avec un espacement des orifices de l'ordre de 13 à 17 cm. En conditions réelles, il faut toutefois s'assurer que le volume minimal d'une dose demeure suffisant par rapport au volume total des conduites, ce qui limite la réduction du volume par dose réellement applicable en pratique (voir la section 3.14.4).

4.1.5 Collecte et évacuation de l'effluent

La collecte de l'effluent se fait au moyen de conduites de drainage d'un diamètre minimum de 100 mm placées dans une couche de pierre sous le filtre. On peut utiliser des conduites perforées, ou de préférence des conduites munies de fentes ou traits de scie de 6 mm de largeur, sur au moins la moitié du diamètre de la conduite, avec un espacement d'environ 50 à 100 mm entre les fentes.

Les conduites de drainage sont espacées de 3 à 4 mètres. Les drains peuvent être plus espacés dans la mesure où ils permettent d'assurer un drainage efficace de toute l'eau filtrée et éviter qu'il y ait accumulation d'eau stagnante au fond du filtre. Les conduites ont une pente entre 0 et 1 % vers la sortie. La partie amont se prolonge jusqu'à la surface du sol pour servir d'évents permettant un apport d'air sous le filtre.

Les conduites de drainage sont placées dans un lit de pierre lavée d'au moins 200 mm d'épaisseur facilitant le drainage du filtre. La pierre doit être assez grosse pour empêcher

que des éléments pénètrent dans les orifices ou les fentes de la conduite de drainage. Il est aussi important de s'assurer qu'il n'y ait pas de migration de sable du milieu filtrant dans la couche de pierre drainante, en utilisant, au besoin, deux couches de pierre de granularité différente :

- une couche d'au moins 200 mm d'épaisseur de pierre lavée de 10 à 20 mm de diamètre dans laquelle sont placées les conduites;
- une couche de 75 à 100 mm d'épaisseur de pierre lavée de 2,5 à 5 mm de diamètre placée entre la couche de pierre mentionnée précédemment et le milieu filtrant.

L'effluent du filtre à sable peut être rejeté dans les eaux de surface, si les exigences de rejet le permettent. Il peut aussi être évacué dans le sol au moyen d'un champ de polissage tel que prévu à la section 9.

4.1.6 Rendement

En se basant sur le rendement généralement reconnu dans la littérature (Crites et Tchobanoglous, 1998, Mecalff & Eddy Inc., 1991, EPA, 1992, U.S. EPA, 1980, Anderson *et al.*, 1985, Dubé *et al.*, 1996), l'effluent du filtre à sable peut être considéré comme équivalent à l'effluent d'un système de traitement secondaire avancé, soit :

- DBO₅ : 15 mg/L;
- MES : 15 mg/L;
- coliformes fécaux : 50 000 UFC/100 mL.

Le rendement indiqué ci-dessus comporte une certaine marge de sécurité puisque plusieurs références citées indiquent une qualité d'effluent de 10 mg/L de DBO₅ et de MES et inférieure à 10⁴ UFC/100 mL pour les coliformes fécaux.

4.1.7 Installation du filtre

Le filtre à sable intermittent enfoui est généralement construit sous le niveau du sol. Il peut également être construit partiellement ou entièrement hors sol en étant entouré d'un remblai imperméable. Lorsque le filtre est construit dans un sol imperméable, on doit s'assurer de maintenir une épaisseur d'au moins 60 cm de sol imperméable entre la base du filtre et le roc ou un gravier grossier. Sinon, les parois et le fond du filtre doivent être imperméabilisés au moyen d'une géomembrane.

Les conduites de drainage et la pierre sont placées au fond de l'excavation. Le sable filtrant est mis en place en évitant de créer des zones d'hétérogénéité. Il est généralement foulé par arrosage lors de sa mise en place. La surface du sable filtrant doit être de niveau.

Le système de distribution sous faible pression est placé dans une couche de pierre lavée, d'une grosseur comprise entre 10 et 60 mm, mais de préférence entre 10 à 20 mm, surtout dans le cas d'un réseau de distribution sous faible pression, où les conduites sont relativement petites. L'épaisseur de la couche de pierre est d'au moins 300 mm, dont au moins 150 mm sous les conduites et au moins 50 mm au-dessus. La couche de pierre doit être recouverte d'un matériau anticontaminant, généralement un géotextile non tissé, perméable à l'eau et à l'air, et empêchant les particules fines du sol de pénétrer dans la pierre. La couche de pierre peut être remplacée par des chambres d'infiltration munies de conduites de distribution sous faible pression.

Le filtre à sable doit être recouvert d'au moins 60 cm de sol perméable à l'air. Le remblai doit être légèrement surélevé pour empêcher le cheminement des eaux de surface vers le filtre. La surface du remblai est gazonnée. Si le dessus du filtre dépasse la surface du sol, la pente du remblai de sol imperméable autour du filtre doit être de 2 H:1 V ou plus faible.

Le filtre à sable enfoui doit être muni d'évents pour assurer une aération adéquate du filtre. Des événements sont raccordés aux conduites de collecte de l'effluent alors que d'autres sont reliés à la couche de pierre ou aux chambres d'infiltration au-dessus du filtre.

On doit également placer des piézomètres jusqu'à la surface supérieure du milieu filtrant ou des tubes d'observation, selon que la distribution de l'affluent se fait dans la pierre ou dans des chambres d'infiltration.

La localisation du filtre à sable intermittent enfoui doit respecter les distances minimales spécifiées pour un élément épurateur à la section 3.17. Toutefois, dans le cas où le filtre à sable est entouré d'une géomembrane imperméable, ces distances minimales peuvent être réduites aux valeurs spécifiées pour une fosse septique à la section 3.4.6.

4.1.8 Exploitation

L'exploitation d'un filtre à sable intermittent enfoui est semblable à celle d'une installation septique, avec en plus un suivi de la qualité de l'effluent conformément aux exigences prévues à l'annexe 4 du *Guide de présentation des demandes d'autorisation pour les systèmes de traitement des eaux usées d'origine domestique* pour un projet standard.

L'inspection et l'entretien réguliers des ouvrages de prétraitement (fosse septique, piège à matières grasses, préfiltres) ainsi que du système de distribution (poste de pompage, regard de répartition, siphons doseurs, conduites de distribution) sont des fonctions essentielles.

Il est de la responsabilité du concepteur de préparer un manuel d'exploitation pour permettre à l'exploitant de bien comprendre le fonctionnement du système, de l'informer sur la fréquence et les tâches d'inspection et d'entretien préventif de ses différentes

composantes, ainsi que sur les critères d'intervention (comme le niveau ou l'épaisseur de boues ou d'écumes nécessitant une vidange de la fosse septique).

Des recommandations plus détaillées sur l'entretien des filtres à sable de même que sur la préparation du manuel d'exploitation sont présentées dans la littérature (Dubé et Barabé, 1991, Dubé *et al.*, 1996).

SOMMAIRE – FILTRES À SABLE INTERMITTENTS ENFOUIS	
Traitement préalable	Fosse septique + préfiltre (Piège à matières grasses si restaurant, cafétéria)
Milieu filtrant	0,25 mm < D ₁₀ < 1,0 mm, typique 0,35 mm C _U < 4, de préférence < 3,5 Épaisseur de 60 à 90 cm
Taux de charge hydraulique	40 L/m ² .d Facteur de majoration de superficie de 1,5 sauf si saisonnier
Taux de charge organique (DBO ₅)	2,5 à 10 g/m ² .d, typique 5 g/m ² .d
Alimentation Volume par dose Espacement entre les conduites latérales Espacement entre les orifices	Distribution sous faible pression Lame d'eau 1 à 2 cm, de préférence 1 cm 30 à 60 cm, de préférence 30 cm 30 à 60 cm, de préférence 30 cm
Autres caractéristiques	Figure 4.1

4.2 FILTRES GRANULAIRES INTERMITTENTS À RECIRCULATION

Les filtres intermittents à recirculation (figure 4.2) ont été conçus aux États-Unis à partir des années 1970. Ils ont été introduits au Québec au cours des années 1990 à la suite de la publication, en 1992, du guide *Les épandages souterrains et les filtres intermittents dans les installations septiques communautaires* dont une version révisée a été publiée en 1996 (Dubé *et al.*, 1996).

Les conditions d'application relatives au prétraitement des eaux usées ainsi qu'aux caractéristiques des eaux usées prétraitées appliquées au filtre sont les mêmes que pour les filtres à sable intermittents enfouis (section 4.1.1).

Les principales caractéristiques des filtres granulaires intermittents à recirculation, comparativement aux filtres à sable intermittents enfouis, sont les suivantes : le filtre n'est pas enfoui dans le sol, le milieu filtrant est plus grossier, le taux de charge hydraulique est plus élevé et une partie de l'effluent filtré est retournée vers un bassin de mélange pour être filtrée de nouveau.

4.2.1 Milieu filtrant

L'épaisseur de milieu filtrant généralement utilisée dans un filtre granulaire intermittent à recirculation se situe entre 60 et 90 cm. Les premiers filtres de ce type implantés au Québec avaient une épaisseur de 90 cm alors que l'épaisseur typique recommandée dans la littérature aux États-Unis (Crites et Tchobanoglous, 1998, Metcalf & Eddy Inc., 1991) est de 60 cm. L'épaisseur de milieu ne doit jamais cependant être inférieure à 60 cm.

Le milieu granulaire utilisé se situe à la limite du sable grossier et du gravier fin. Il doit avoir un diamètre effectif (D_{10}) compris entre 1,0 et 3,5 mm, la valeur typique généralement suggérée étant de 2,5 mm. Son coefficient d'uniformité (C_U) doit être inférieur à 2,5, la valeur typique étant de l'ordre de 2,0. La granularité du milieu doit être vérifiée au moyen d'analyses granulométriques.

4.2.2 Taux de charge hydraulique et taux de charge organique

Les taux de charge hydraulique généralement appliqués aux filtres granulaires intermittents à recirculation se situent entre 120 et 200 L/m².d, la valeur typique recommandée étant de 160 L/m².d pour l'effluent normal d'une fosse septique recevant des eaux usées domestiques. Le taux de charge organique typique recommandé est de l'ordre de 25 g DBO₅/m².d. Si l'effluent de la fosse septique est peu chargé, le taux de charge hydraulique peut se situer vers la limite supérieure de la plage spécifiée ci-dessus. Par contre, s'il est plus chargé, le taux de charge hydraulique appliqué doit être plus faible pour éviter une surcharge organique sur les filtres.

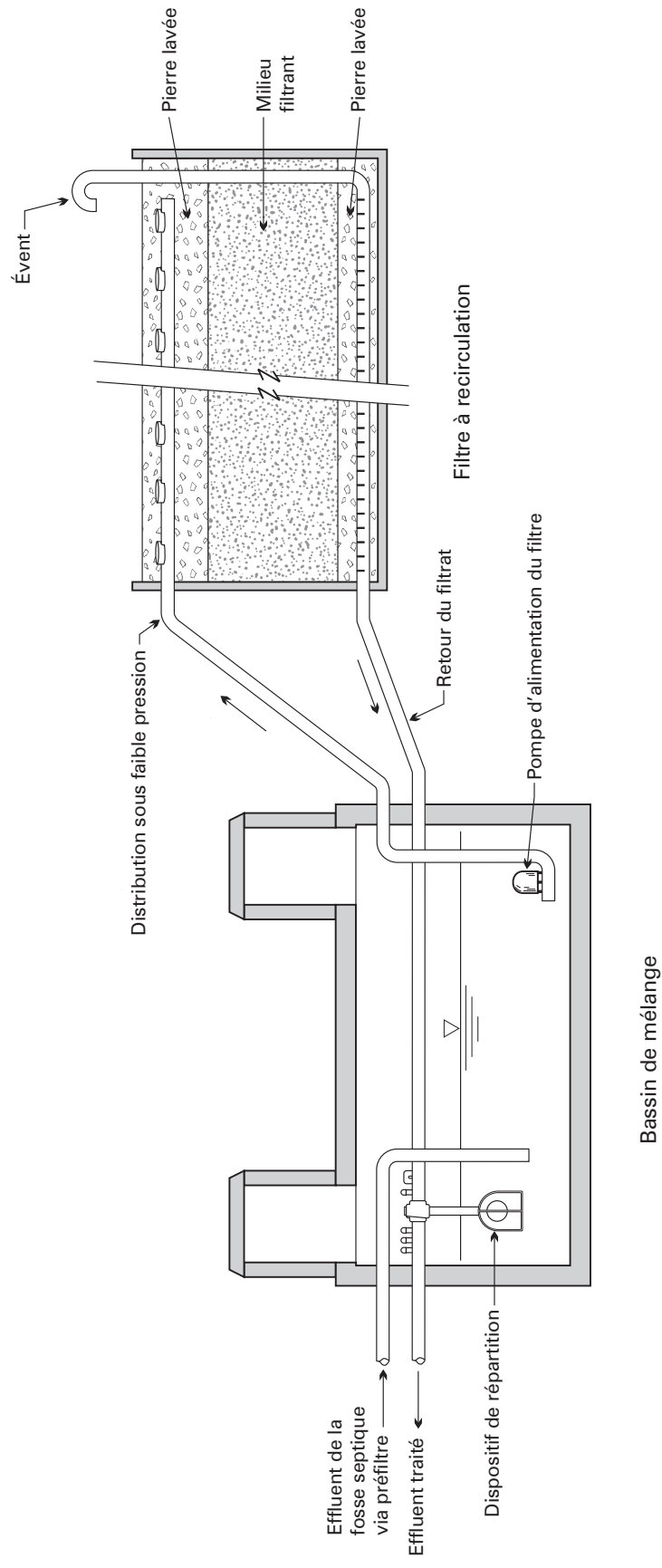


Figure 4.2 Filtres granulaires intermittents à recirculation

Les taux de charge hydraulique mentionnés ci-dessus correspondent au débit de l'affluent du système de traitement divisé par la superficie totale des filtres, c'est-à-dire qu'ils ne tiennent pas compte du débit recirculé.

Comme il s'agit d'un système ouvert et facilement accessible pour fins d'entretien, contrairement à un élément épurateur ou à un filtre à sable enfoui, il n'est pas nécessaire d'appliquer un facteur de majoration de la superficie. Le filtre doit néanmoins être aménagé en sections de façon que le débit normalement dirigé vers une section puisse, lorsque celle-ci doit être mise hors service pour en faire l'entretien, être dirigé temporairement vers les autres sections.

4.2.3 Recirculation, application et collecte des eaux usées

a) Recirculation

La recirculation est définie en fonction du taux d'application d'eaux usées par rapport au débit quotidien à l'affluent du système de traitement. Ce taux représente donc le nombre moyen de fois où l'eau est filtrée. Le taux d'application d'eaux usées est de 3 à 5, la valeur typique étant de 5. Un taux d'application de 5 signifie qu'une partie d'effluent de la fosse septique est mélangée à quatre parties d'eau filtrée, de sorte que le volume appliqué sur le filtre est 5 fois plus grand que l'affluent.

b) Bassin de mélange

Le bassin de mélange reçoit l'effluent de la fosse septique après avoir transité par les préfiltres et une partie du filtrat, ce qui représente environ 80 % de l'eau recueillie sous le filtre. Le volume du bassin de mélange correspond à 0,5 à 1 fois le volume quotidien de l'affluent du système de traitement. Pour assurer un mélange optimal, l'effluent de la fosse septique et le retour d'eau filtrée se font à une extrémité du bassin de mélange alors que l'eau dosée sur les filtres est prélevée à l'autre extrémité. Pour prévenir les odeurs causées par le dégazage, l'effluent de la fosse septique est déversé vers le bas du bassin de façon que l'extrémité du tuyau soit submergée. Le retour d'eau filtrée se fait plutôt en chute libre pour favoriser une oxygénation maximale.

c) Application des eaux usées

L'alimentation des filtres se fait au moyen d'un système de distribution sous faible pression (section 3.14.4).

Compte tenu que le milieu filtrant des filtres à recirculation est relativement grossier et uniforme, la distance entre les conduites latérales de même celle entre les orifices doit se situer entre 30 et 60 cm, sans dépasser 60 cm. La conception du système de distribution est

généralement basée sur un nombre d'au moins 48 doses par jour et un volume dosé qui ne dépasse pas 7,6 litres par orifice par dose.

Il est particulièrement important de s'assurer que le réseau de distribution puisse se vidanger après chaque dosage pour prévenir le gel, étant donné que le filtre n'est pas recouvert et qu'il est donc exposé au froid.

d) Collecte de l'effluent des filtres

L'effluent des filtres est capté au moyen de drains collecteurs comme dans le cas des filtres à sable intermittents enfouis (section 4.1.5).

L'effluent filtré ainsi capté est dirigé vers un dispositif de répartition, d'où une partie est évacuée et une partie est retournée vers le bassin de mélange.

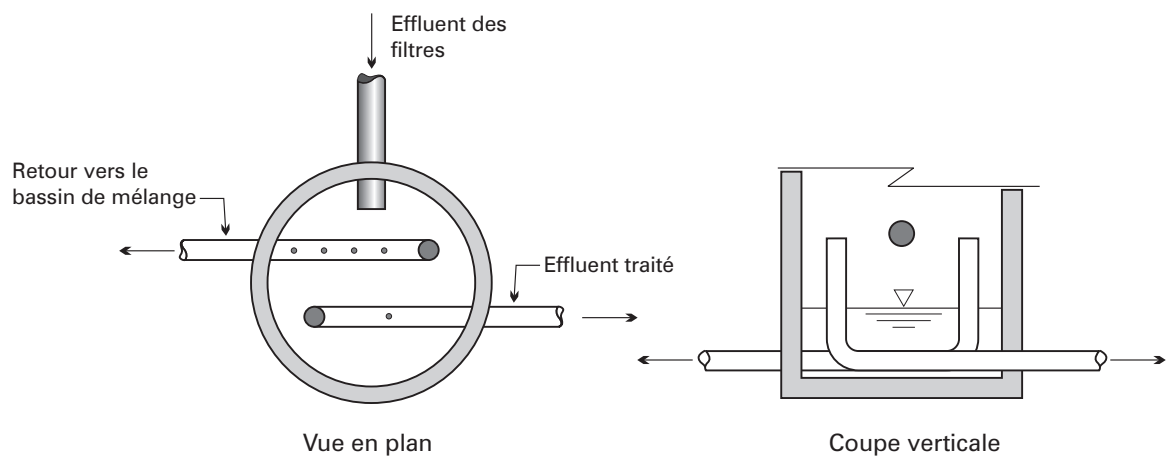
e) Dispositif de répartition

Différents dispositifs de répartition ont été utilisés en vue d'obtenir le taux de recirculation voulu. Les trois principaux types de dispositifs utilisés (Crites et Tchobanoglous, 1998, Ball et Denn, 1997) sont illustrés à la figure 4.3. Ce sont :

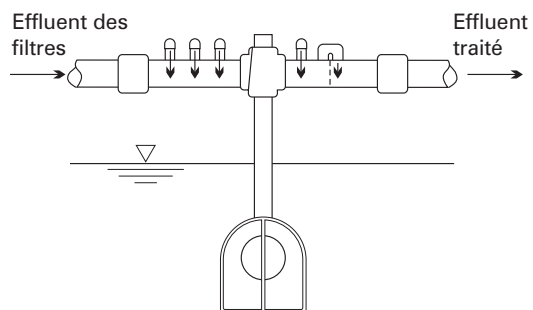
- le bassin de répartition avec conduites perforées;
- le dispositif combiné avec répartiteur de débit et vanne à balle flottante;
- la vanne à balle flottante.

Bassin de répartition avec conduites munies d'orifices

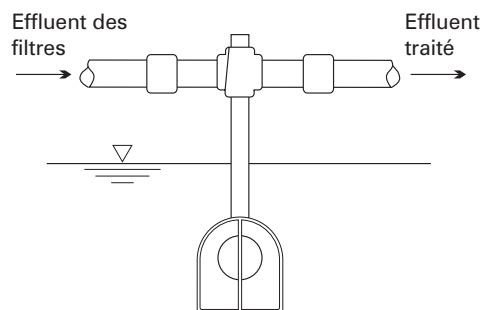
La répartition du débit se fait au moyen de deux conduites placées horizontalement au fond d'un bassin et munies d'orifices (figure 4.3 a). La proportion du débit évacué par rapport au débit retourné vers le bassin de mélange est fonction du nombre d'orifices dans chacune des conduites. Les orifices doivent être calculés pour évacuer le débit à la suite d'un dosage avec une certaine tête d'eau au-dessus des conduites, assurant ainsi la répartition du débit. Une partie de l'eau est évacuée à chaque dosage, même en période prolongée où le débit à l'affluent est faible ou nul. Il peut en résulter un problème de manque d'eau pour doser et un assèchement des filtres dans des systèmes alimentés de façon irrégulière. Ce problème peut être évité en installant une vanne électrique sur la conduite d'évacuation, cette vanne étant reliée à une flotte de bas niveau située dans le bassin de mélange qui en commande la fermeture en cas de manque d'eau, de sorte que toute l'eau filtrée est alors retournée vers le bassin de mélange.



a) Bassin de répartition avec conduites munies d'orifices



b) Dispositif combiné avec répartiteur de débit et vanne à balle flottante



c) Vanne à balle flottante

Figure 4.3 Dispositifs de répartition

Dispositif combiné avec répartiteur de débit et vanne à balle flottante

Un dispositif plus récent (figure 4.3 b) permet, sans avoir recours à une vanne, de retourner toute l'eau filtrée dans le bassin de mélange lorsque le niveau d'eau est bas et de répartir le débit entre la conduite d'évacuation et le bassin de mélange lorsque le niveau d'eau est haut. Ce dispositif est placé directement dans le bassin de mélange.

Vanne à balle flottante

Ce dispositif (figure 4.3 c) a été utilisé dans les toutes premières installations. Il fait en sorte que tout le débit est dirigé vers le bassin de mélange lorsque le niveau d'eau est bas dans le bassin, ce qui correspond à 100 % de recirculation, et que tout le débit est acheminé directement à la sortie lorsque le niveau d'eau est haut, soit 0 % de recirculation. Ce principe de fonctionnement a l'inconvénient d'empêcher la recirculation en période de débit élevé, ce qui peut s'avérer problématique, surtout si la période de pointe de charges polluantes coïncide avec la période de pointe de débits. Ce type de dispositif est donc moins recommandé que les deux premiers. Il pourrait toutefois être acceptable si le bassin de mélange est suffisamment grand pour tamponner les pointes et s'assurer qu'il y a toujours une recirculation.

4.2.4 Rendement

En se basant sur le rendement des filtres granulaires intermittents à recirculation reconnue dans la littérature (Crites et Tchobanoglous, 1998, Mecalff & Eddy Inc., 1991, U.S. EPA, 1992, U.S. EPA, 1980, Anderson *et al.*, 1985, Small Flows Clearinghouse, Roy C., 1995, Dubé *et al.*, 1996, Piluk et Peters, 1994), cette technologie peut être considérée à titre de traitement secondaire avancé, soit :

- DBO₅ : 15 mg/L;
- MES : 15 mg/L;
- coliformes fécaux : 50 000 UFC/100 mL.

Le rendement en coliformes fécaux doit être considéré avec une certaine réserve car il n'est actuellement pas atteint dans tous les systèmes municipaux de filtres granulaires intermittents à recirculation au Québec. L'ajout ultérieur d'un système de désinfection de l'effluent devra être considéré si une installation ne respectait pas l'exigence fixée en coliformes fécaux.

4.2.5 Installation

Le fond et les parois contenant les filtres doivent être imperméables. Une géomembrane est couramment utilisée à cette fin mais d'autres matériaux peuvent également être utilisés (béton ou autre).

Les conduites de drainage doivent être placées dans une couche de pierre drainante sélectionnée qui permet un drainage adéquat de l'eau filtrée, qui empêche la migration du milieu filtrant dans la couche drainante et qui ne peut pénétrer dans les drains. Il s'agit généralement d'une couche d'au moins 200 mm d'épaisseur de pierre lavée de 10 à 20 mm de diamètre.

Le filtre est recouvert d'une couche de pierre lavée qui enrobe le réseau de distribution sous faible pression comme dans le cas d'un filtre à sable intermittent (section 4.1.7). Cette couche de pierre a pour but, en plus de faciliter la mise en place du réseau de distribution, de le protéger de la glace et des rayons ultraviolets. La pierre n'est toutefois pas recouverte de sol.

Comme il s'agit d'un système non recouvert de sol, il faut afficher clairement qu'il s'agit d'une zone de traitement d'eaux usées et de préférence clôturer l'installation s'il s'agit d'un endroit accessible par le public.

L'effluent d'un filtre granulaire intermittent à recirculation peut être rejeté dans les eaux de surface si les exigences de rejet le permettent en fonction du rendement indiqué ci-dessus. L'effluent peut aussi être évacué dans le sol au moyen d'un champ de polissage tel que prévu à la section 9.

4.2.6 Exploitation

L'exploitation d'un filtre granulaire intermittent à recirculation est comparable à celle d'un filtre à sable intermittent, mais comporte en plus l'exploitation du système de recirculation. Un suivi de la qualité de l'effluent doit être effectué conformément aux exigences pour un projet standard prévues à l'annexe 4 du *Guide de présentation des demandes d'autorisation pour les systèmes de traitement des eaux usées d'origine domestique*.

L'inspection et l'entretien réguliers des ouvrages de prétraitement (fosse septique, piège à matières grasses, préfiltres) ainsi que du système de distribution (poste de pompage, regard de répartition, siphons doseurs, conduites de distribution) sont des fonctions essentielles.

On doit vérifier chaque année s'il y a des boues accumulées dans le bassin de mélange. Ces boues doivent être vidangées si leur épaisseur dépasse 25 cm. On doit aussi vérifier le fonctionnement et les ajustements des équipements de dosage en fonction des débits réels, du temps de marche des pompes de dosage et des variations de niveau dans le bassin de mélange ainsi que le fonctionnement du dispositif de recirculation. S'il s'agit d'un bassin de répartition avec conduites perforées, il est important de s'assurer que les orifices ne sont pas obstrués et que l'eau se répartit comme prévu entre les orifices, de façon à maintenir un taux de recirculation adéquat.

Il est de la responsabilité du concepteur de préparer un manuel d'exploitation pour permettre à l'exploitant de bien comprendre le fonctionnement du système, de l'informer sur la fréquence et les tâches d'inspection et d'entretien préventif de ses différentes composantes ainsi que sur les critères d'intervention (comme le niveau ou l'épaisseur de boues ou d'écumes nécessitant une vidange de la fosse septique).

Des recommandations plus détaillées sur l'entretien des filtres granulaires intermittents à recirculation de même que sur la préparation du manuel d'exploitation sont présentées dans la littérature (Dubé *et al.*, 1996).

SOMMAIRE – FILTRES GRANULAIRES INTERMITTENTS À RECIRCULATION	
Traitement préalable	Fosse septique + préfiltre (Piège à matières grasses si restaurant, cafétéria)
Milieu filtrant	$1,0 \text{ mm} < D_{10} < 3,5 \text{ mm}$, typique 2,5 mm $C_U < 2,5$, typique 2,0 Épaisseur de 60 à 90 cm
Taux de charge hydraulique	$120 \text{ à } 200 \text{ L/m}^2 \cdot \text{d}$, typique $160 \text{ L/m}^2 \cdot \text{d}$ (excluant le débit recirculé)
Taux de charge organique (DBO ₅)	$25 \text{ g/m}^2 \cdot \text{d}$
Taux de recirculation	3 à 5
Volume du bassin de mélange	0,5 à 1 fois Q quotidien
Dispositif de répartition	Figure 4.3
Alimentation Fréquence de dosage Espacement entre les conduites latérales Espacement entre les orifices	Distribution sous faible pression 48 doses par jour 30 à 60 cm, de préférence 30 cm 30 à 60 cm, de préférence 30 cm
Autres caractéristiques	Figure 4.2

5. MARAIS ARTIFICIELS

Les marais artificiels utilisés pour le traitement des eaux usées domestiques sont constitués d'un lit de sol ou d'un autre milieu, tel que du gravier ou du sable, qui est inondé ou maintenu en condition saturée (niveau d'eau près de la surface), l'environnement étant ainsi propice à l'établissement de plantes adaptées aux conditions de sol saturé et produisant un important réseau de racines dans le milieu. Le traitement des eaux usées s'effectue au moyen d'une combinaison de processus physiques, chimiques et biologiques, incluant la sédimentation, la précipitation, l'adsorption sur les particules de sol, l'assimilation par les plantes et les transformations microbiologiques.

La technologie du traitement des eaux usées par marais artificiels a commencé à prendre de l'ampleur à partir des travaux du D^r Seidel dans les années 1950-1960. Un système à étages multiples, intitulé *Max-Planck-Institute-Process* ou *Krefeld System*, composé de deux premiers étages à écoulement vertical suivi d'étages à écoulement horizontal a alors été proposé. Le traitement des eaux usées par marais artificiels, qui peut prendre différentes formes selon le mode d'écoulement, les types de plantes, le milieu et autres, s'est par la suite répandu en Europe. En Amérique du Nord, cette technologie s'est répandue surtout depuis le milieu des années 1980.

Il y aurait plus de 500 installations de traitement d'eaux usées par marais en Europe et plus de 600 en Amérique du Nord (Cole, 1998). En plus des systèmes inventoriés, on mentionnait en 1995 (Reed *et al.*, 1995) qu'il pourrait y avoir jusqu'à 500 petits systèmes de traitement par marais artificiels précédés d'une fosse septique pour le traitement des eaux usées de résidences isolées ou autres établissements équivalents aux États-Unis. Une autre référence (Thom *et al.*, 1998) faisait mention de plus de 4 000 petits systèmes au Kentucky seulement. Cette technologie est aussi en forte demande en Amérique centrale, en Europe de l'Est et en Asie (Cole, 1998) et est aussi utilisée sur le continent australien. La gamme de capacités des installations est très large, allant d'installations desservant des résidences isolées jusqu'à des installations de dizaines de milliers de mètres cubes par jour.

Les marais artificiels pour le traitement des eaux usées domestiques ont été introduits au Québec à partir du début des années 1990 suite à des études de techniques de remplacement applicables à l'assainissement des eaux usées des petites agglomérations, coordonnées par la Société québécoise d'assainissement des eaux en collaboration avec le ministère de l'Environnement. L'approche alors privilégiée est décrite en détail dans le guide technique intitulé *Systèmes de traitement des eaux usées par marais artificiels*, préparé par Les Consultants RSA, en janvier 1993. Quelques installations ont été réalisées au cours des années 1990.

5.1 TYPES DE MARAIS ARTIFICIELS

Le traitement des eaux usées à l'aide de plantes peut prendre différentes formes. On trouve surtout des systèmes composés de plantes émergentes mais il existe aussi des systèmes à base de plantes submergées ou semi-aquatiques et des systèmes à base de plantes flottantes.

Les marais artificiels à base de plantes émergentes peuvent être à écoulement en surface, à écoulement horizontal sous la surface ou à écoulement vertical. Les types de marais artificiels le plus souvent utilisés sont les marais à écoulement en surface, les marais à écoulement horizontal sous la surface, les systèmes hybrides composés d'unités à écoulement vertical suivies d'unités à écoulement horizontal sous la surface et, plus récemment, les systèmes composés uniquement d'unités à écoulement vertical en série.

Un résumé des conditions d'application des principaux types de marais artificiels pour le traitement des eaux usées domestiques dans le contexte des conditions climatiques du Québec est présenté au tableau 5.1.

Marais à écoulement en surface

Les marais à écoulement en surface (figure 5.1 a) sont constitués de canaux ou de bassins de faible profondeur, dans lesquels les eaux usées cheminent à travers des plantes émergentes et la litière accumulée au-dessus d'une couche de sol servant de milieu pour l'enracinement des plantes.

Les systèmes inventoriés et documentés aux États-Unis sont principalement des marais à écoulement en surface et ils sont surtout utilisés comme traitement de polissage de l'effluent d'un traitement secondaire (Kadlec et Knight, 1996). La concentration des eaux usées appliquées illustrent d'ailleurs assez bien puisqu'elle est de 30 mg/L de DBO₅ et 46 mg/L en MES en moyenne, selon les données de la banque de données nord-américaine préparée pour l'EPA (Knight *et al.*, 1993). L'étude de cas la mieux documentée est celle de Listowell, en Ontario, concernant une installation où des marais à écoulement en surface reçoivent l'effluent d'un étang aéré complètement mélangé ou l'effluent d'un étang non aéré, selon le cas (Herskowitz, 1986). L'auteur recommande que les eaux soient préalablement traitées au moyen d'un traitement aérobique produisant un effluent suffisamment riche en oxygène de manière à prévenir les problèmes de toxicité de l'effluent attribuables au sulfure d'hydrogène ou à l'azote ammoniacal. Par ailleurs, les marais à écoulement en surface soumis à des charges organiques élevées peuvent être plus propices à la prolifération d'insectes et au dégagement d'odeurs.

Sur la base des renseignements disponibles et des expériences réalisées ailleurs, il est recommandé que l'utilisation des marais à écoulement en surface pour le traitement des eaux usées d'origine domestique soit limitée au traitement de polissage de l'effluent d'un traitement secondaire aérobique.

Marais à écoulement horizontal sous la surface

Les marais à écoulement horizontal sous la surface (figure 5.1 b) sont constitués de bassins remplis d'un milieu poreux dans lequel sont placées des plantes émergentes. Les eaux usées s'écoulent horizontalement sous la surface à travers le milieu et les racines des plantes.

En Europe, on trouve principalement des marais à écoulement horizontal sous la surface. Ils sont plus souvent utilisés comme traitement secondaire, bien qu'au Royaume-Uni il y ait aussi plusieurs marais à écoulement horizontal sous la surface utilisés comme traitement de polissage. Une banque de données sur les systèmes existants au Danemark, (Schierup *et al.*, 1990, Kadlec et Knight, 1996) fait état de plusieurs systèmes de ce type utilisés en traitement secondaire.

Dans les marais à écoulement horizontal sous la surface, les apports en oxygène sont relativement limités de sorte que lorsqu'ils sont utilisés pour le traitement des eaux usées domestiques, ils sont principalement en condition anaérobie ou anoxique (Kadlec et Knight, 1995, Knight, 1997, Hammer et Knight, 1994, Reed *et al.*, 1995, Reed et Brown, 1995, Wood, 1995). Des problèmes de court-circuitage en surface ont aussi été observés dans plusieurs installations en Europe (Haberl *et al.*, 1995, Schierup *et al.*, 1990). De telles conditions peuvent réduire l'efficacité de traitement. Elles ont entre autres pour effet de limiter la transformation de l'azote, entraînant des concentrations élevées en azote ammoniacal à l'effluent, à moins que les charges organiques appliquées soient faibles ou que l'affluent soit peu chargé. La banque de données du Danemark montre que plusieurs systèmes ont un effluent dont la concentration moyenne en azote ammoniacal dépasse 20 et même 30 mg/L.

Au Québec, on a observé un bon enlèvement de la DBO₅ dans les marais à écoulement horizontal de la Biosphère de Montréal mais la concentration en azote ammoniacal à l'effluent était relativement élevée, soit 34 mg/L en moyenne (IRBV 1998). Un rendement moindre jusqu'à maintenant dans une autre installation de marais à écoulement horizontal indique toutefois qu'il y a lieu de maintenir une approche prudente lorsque des systèmes de ce genre sont utilisés comme traitement secondaire sans unité à écoulement vertical en amont.

Face aux problèmes reliés aux conditions anaérobies dans les marais à écoulement horizontal sous la surface, plusieurs auteurs recommandent l'ajout d'unités à écoulement vertical (Brix, 1994a, Cooper et Green, 1995, Platzer et Netter, 1994). En Allemagne, où les marais à écoulement horizontal sous la surface sont utilisés comme traitement secondaire, Geller (1997) recommande de limiter le taux de charge hydraulique à 20 ou 30 L/m².d selon que l'on vise ou non l'enlèvement de l'azote. En France, Boutin *et al.* (1999) recommandent d'utiliser les marais à écoulement horizontal uniquement après des marais à écoulement vertical lorsque les conditions du site sont peu propices à l'établissement d'une deuxième étape à écoulement vertical. Dans le guide technique intitulé *Systèmes de traitement des*

eaux usées par marais artificiels (Les Consultants RSA, 1993), il est recommandé d'établir des unités à écoulement vertical en amont des unités à écoulement horizontal si la concentration de l'affluent des marais (effluent de la fosse septique) dépasse 100 mg/L en DBO₅.

Bien qu'il n'y ait habituellement pas d'exigences de rejet en azote ammoniacal fixées par le ministère de l'Environnement pour les projets de traitement d'eaux usées domestiques, il y a quand même lieu de favoriser les systèmes dont la qualité de l'effluent tend vers le respect des objectifs de protection du milieu. De plus, compte tenu des incertitudes qui demeurent quant au bon fonctionnement des marais à écoulement horizontal sous la surface utilisés en traitement secondaire, surtout lorsque les charges sont élevées, et compte tenu des tendances ailleurs qui se dégagent de la littérature, il y a lieu d'adopter une attitude prudente pour l'instant.

Les marais à écoulement horizontal sous la surface utilisés pour le traitement des eaux usées d'origine domestique devraient préférablement être précédés d'unités à écoulement vertical ou d'un autre mode de traitement aérobie. Ils peuvent toutefois être utilisés en aval d'une fosse septique lorsque les eaux usées sont peu chargées. Le ministère de l'Environnement recommande, comme c'est le cas dans le guide des Consultants RSA, de ne pas installer des marais à écoulement horizontal sous la surface directement après une fosse septique lorsque la concentration des eaux usées à l'affluent des marais dépasse 100 mg/L en DBO₅.

Lits de roseaux à écoulement vertical

Les lits de roseaux à écoulement vertical, alimentés de façon intermittente, et par conséquent non saturés (figure 5.1 c), sont aussi considérés comme un type de marais artificiels. Les eaux usées sont distribuées sur la surface du lit et percolent à travers le milieu et les racines des plantes jusqu'à un réseau de drainage situé dans une couche drainante au fond du lit.

Ils sont utilisés le plus souvent comme première étape d'un système hybride de traitement des eaux usées par marais artificiels, composé d'unités à écoulement vertical suivies d'unités à écoulement horizontal sous la surface. Ce type de marais proposé par Seidel comme premières étapes du système *Max-Planck-Institute-Process* a été peu utilisé dans les premières générations de marais artificiels, mais il suscite un regain d'intérêt depuis une dizaine d'années, particulièrement en Europe (Cooper et Green, 1995, Haberl *et al.*, 1995, Brix, 1994a, von Felde et Kunst, 1997, Wittgren et Maehlum, 1997, Reed *et al.*, 1995). Ce regain d'intérêt fait suite aux constatations mentionnées précédemment relativement à la rareté d'oxygène dans les systèmes à écoulement horizontal et les conséquences qui en résultent.

Une nouvelle approche élaborée en France, qui consiste à utiliser deux étapes de lits de roseaux à écoulement vertical en série, donne d'excellents résultats (Boutin *et al.*, 1999, Boutin *et al.*, 1997).

Des essais ont été réalisés en Australie avec des marais à écoulement vertical ascendant, donc saturés comme dans le cas des marais à écoulement horizontal (Breen et Chick, 1995, Heritage *et al.*, 1995, Chick et Mitchell, 1995). Bien que cette approche semble intéressante, elle ne fera pas l'objet du présent guide puisque nous ne détenons pas encore suffisamment de renseignements sur son application à grande échelle et son comportement à long terme.

Les lits de roseaux à écoulement vertical peuvent être utilisés directement en aval d'une fosse septique et sont généralement suivis d'unités à écoulement horizontal sous la surface (voir systèmes hybrides). L'utilisation d'une deuxième étape à écoulement vertical comprenant une couche de milieu filtrant plus fin peut aussi être considérée.

Systèmes hybrides

Les systèmes hybrides dont il est question dans ce guide sont des systèmes composés de lits de roseaux à écoulement vertical suivis de marais à écoulement horizontal sous la surface, comme mentionné ci-dessus.

De tels systèmes hybrides peuvent être utilisés directement en aval d'une fosse septique, comme traitement secondaire d'eaux usées d'origine domestique.

Bassins avec plantes aquatiques flottantes

Des systèmes de traitement d'eaux usées constitués de bassins recouverts de plantes aquatiques flottantes, telles les jacinthes d'eau ou les lenticules, sont utilisés principalement aux États-Unis. Au Québec, des expériences ont été menées en introduisant des plantes aquatiques flottantes à la surface d'étangs aérés dans le but de remplacer les coagulants chimiques utilisés pour la déphosphatation des eaux usées (Le Groupe Steica inc., 1996). Des jacinthes d'eau ont été utilisées à St-Élie-d'Orford alors que des lenticules ont été utilisées à Roxton Pond. Aucun système de traitement par les plantes aquatiques flottantes conçu en fonction du traitement secondaire d'eaux usées domestiques n'a été réalisé dans les conditions climatiques du Québec.

Les systèmes munis de plantes aquatiques flottantes ne sont pas inclus dans les systèmes de traitement par marais artificiels aux fins du présent guide. Des cas particuliers

d'utilisation saisonnière, principalement pour la déphosphatation, pourraient être considérés mais ils doivent faire l'objet d'une analyse cas par cas (voir la section 8.1).

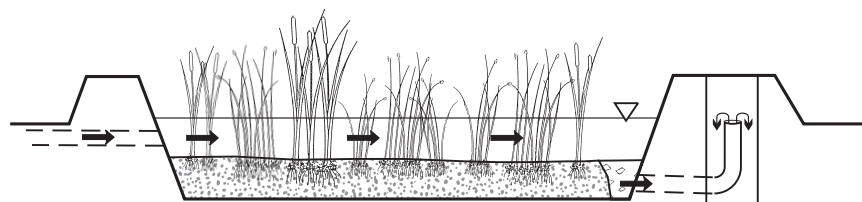
Autres variantes

Aux États-Unis, des essais ont été réalisés en recirculant l'effluent sur des filtres aérobies (milieux plastiques de type lits bactériens ou filtres à gravier) incorporés dans une chaîne de traitement à base de marais artificiels (White, 1995, Askew *et al.*, 1994). Ces systèmes semblent démontrer un potentiel intéressant mais sont actuellement au stade expérimental ou au stade du développement et n'ont pas été éprouvés en climat froid.

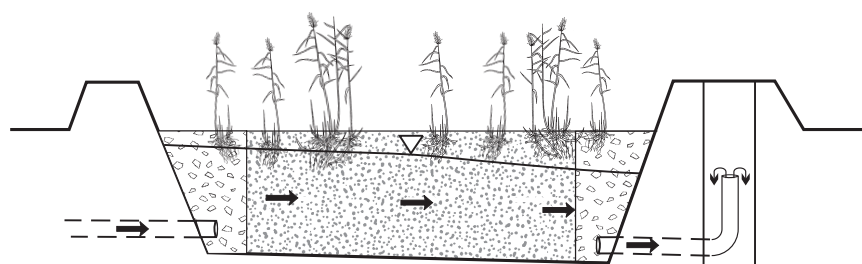
Des variantes de systèmes utilisant des plantes dans le traitement des eaux usées d'origine domestique peuvent faire appel à des concepts ou des milieux spécifiques commercialisés par une entreprise autres que ceux prévus dans ce guide. Ces systèmes doivent être classés selon la procédure applicable aux nouvelles technologies.

Tableau 5.1 Applications des différents types de marais artificiels

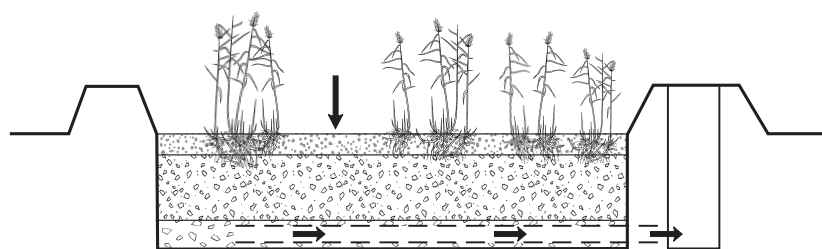
Type de marais	Application
Marais à écoulement en surface	Traitement de polissage
Marais à écoulement horizontal sous la surface	Dernière étape d'un système hybride ou d'une chaîne de traitement comportant des composantes aérobies
	Traitement secondaire d'eaux diluées $\text{DBO}_5 \leq 100 \text{ mg/L}$
Lits de roseaux à écoulement vertical	Première étape d'un système hybride
	Traitement secondaire composé de deux étages en série
Systèmes hybrides	Traitement secondaire
Variantes spécifiques à un fournisseur	Voir fiches d'évaluation technique de nouvelles technologies



a) Marais à écoulement en surface



b) Marais à écoulement horizontal sous la surface



c) Lit de roseau à écoulement vertical

Figure 5.1 Types de marais artificiels

5.2 MARAIS À ÉCOULEMENT EN SURFACE

5.2.1 Traitement préalable

Puisqu'il est recommandé que l'utilisation des marais artificiels à écoulement en surface pour le traitement des eaux usées d'origine domestique soit limitée au polissage d'un effluent secondaire aérobie, ceux-ci devraient être précédés d'un système de traitement secondaire.

5.2.2 Critères de conception

Différentes approches peuvent être utilisées pour établir la superficie des marais artificiels à écoulement en surface pour le traitement des eaux usées. Il n'y a pas consensus des spécialistes sur une méthode à privilégier. Deux de ces approches sont présentées ci-dessous, l'une basée sur la charge hydraulique superficielle et l'autre basée sur le temps de rétention hydraulique. D'autres méthodes sont présentées dans la littérature. Une approche basée sur le principe d'une culture fixée, en tenant compte de la surface spécifique dans le marais (tiges des plantes, litières, surface du sol) est complexe à appliquer. On trouve aussi des équations basées sur des analyses statistiques de régression effectuées à partir de données d'exploitation d'installations existantes.

Approche basée sur la charge hydraulique superficielle

Cette approche est basée sur la réduction de matières polluantes en fonction du taux de charge hydraulique superficielle appliqué au marais (Kadlec et Knight, 1996). Elle présuppose que le volume de rétention additionnel au-delà d'une certaine hauteur d'eau contribue peu au traitement, entre autres parce que l'épaisseur de litière est limitée et que la surface de contact avec le sol n'augmente pas. La hauteur d'eau typique est de 30 cm. Les auteurs de cette approche considèrent que la température n'a pas d'incidence sur le rendement, sauf pour l'azote. Ils considèrent toutefois une concentration limite, ou bruit de fond du marais, pour chaque paramètre, compte tenu de la nature même des marais.

Modèle proposé (Kadlec et Knight, 1996) :

- pour le calcul de la superficie requise :

$$A = \left(\frac{0,0365 \cdot Q}{K} \right) \cdot \ln \left(\frac{C_a - C^*}{C_e - C^*} \right) \quad (5.1)$$

où

A	=	superficie requise, ha
Q	=	débit, m ³ /d
K	=	constante d'ordre 1, m/an
C _a	=	concentration à l'affluent, mg/L

C_e = concentration à l'effluent, mg/L
 C^* = bruit de fond, mg/L

- pour le calcul de la concentration à l'effluent :

$$C_e = C^* + (C_a - C^*) \cdot e^{\left(-\frac{KA}{0,0365 \cdot Q}\right)} \quad (5.2)$$

La valeur de K peut être ajustée en fonction de la température en utilisant la formule habituelle :

$$K_T = K_{20} \cdot \theta^{(T-20)} \quad (5.3)$$

Les valeurs proposées (Kadlec et Knight, 1996) pour les paramètres du modèle sont les suivantes :

	DBO ₅	MES	NH ₄ -N	NO _x -N	N _T	P _T	CF
K ₂₀ (m/an)	34	1000	18	35	22	12	75
θ	1,00	1,00	1,04	1,09	1,05	1,00	1,00
C* (mg/L)	3,5 + 0,053 C _a	5,1 + 0,16 C _a	0,00	0,00	1,50	0,02	300

Approche basée sur le temps de rétention hydraulique

Une autre approche est basée sur le temps de rétention hydraulique (Reed *et al.*, 1995).

Modèle proposé (Reed *et al.*, 1995) :

- pour le calcul de la concentration à l'effluent :

$$C_e = C_a \cdot e^{-K_T t} \quad (5.4)$$

$$K_T = K_{20} \theta^{(T-20)} \quad (5.5)$$

- pour le calcul de la superficie requise :

$$A = \frac{Q(\ln C_a - \ln C_e)}{K_T(y)(n)} \quad (5.6)$$

où A = superficie requise, m²

Q	=	débit, m ³ /d
K	=	constante d'ordre 1, d ⁻¹
C _a	=	concentration à l'affluent, mg/L
C _e	=	concentration à l'effluent, mg/L
t	=	temps de rétention, jours
y	=	hauteur d'eau, m
n	=	porosité
T	=	température
θ	=	constante

Les valeurs proposées pour les paramètres du modèle sont les suivantes :

K ₂₀	=	0,678 d ⁻¹ pour la DBO ₅
θ	=	1,06 pour la DBO ₅
K ₂₀	=	0,218 pour la nitrification ⁽¹⁾
θ	=	1,048 pour la nitrification ⁽¹⁾
K ₂₀	=	1,000 pour la dénitrification ⁽²⁾
θ	=	1,15 pour la dénitrification ⁽²⁾
n	=	0,65 à 0,75

- Notes :
1. Bien que la nitrification s'exerce sur l'azote ammoniacal, il est recommandé d'assumer que tout l'azote Kjeldahl sera ammonifié et susceptible d'être nitrifié.
 2. Dans le calcul de la dénitrification, on doit considérer les NO_x à l'affluent du marais et tenir compte de la nitrification qui s'exercera dans le marais.

Pour une profondeur d'eau de l'ordre de 30 cm dans les marais et des conditions climatiques estivales, les deux modèles présentés donnent des résultats à peu près équivalents. La principale différence réside dans l'hypothèse relative à l'influence de la température sur l'enlèvement de la DBO₅, qui serait négligeable selon Kadlec et Knight (1996) (valeur de θ = 1,00), et significative selon Reed *et al.*, (1995) (valeur de θ = 1,06), ce deuxième modèle étant plus conservateur par temps froid. En théorie, l'enlèvement de la DBO₅ devrait être dépendant de la température dans la mesure où il s'agit d'un phénomène standard de synthèse biologique. Pour des applications en traitement tertiaire, il est possible que l'effet de la température soit moindre étant donné qu'une part importante de la DBO₅ à l'affluent du marais est constituée de biomasse formée dans le système de traitement secondaire et, de ce fait, serait sous forme particulaire. L'état actuel des connaissances ne permettant pas d'établir de façon claire l'incidence de la température, il revient au concepteur d'appliquer la valeur de θ qu'il jugera la plus appropriée en fonction des conditions d'application visées.

Si des exigences de rejet sévères doivent être respectées, les marais à écoulement en surface peuvent s'avérer non appropriés. On peut aussi prévoir un étang de stockage de façon à ne pas avoir de rejet en hiver.

Hauteur d'eau

La hauteur d'eau normale dans un marais à écoulement en surface se situe généralement entre 0,15 et 0,45 m. Le niveau d'eau devrait pouvoir être augmenté en hiver pour tenir compte de l'épaisseur de glace susceptible de se former et de l'augmentation du temps de rétention qui pourrait être requise.

Un fond en pente d'environ 0,5 % est souvent prévu pour faciliter le drainage du marais.

Géométrie

Il est préférable de prévoir au moins deux cellules de façon à pouvoir maintenir au moins une cellule en activité si l'une des cellules doit être contournée pour des raisons d'entretien.

La forme des bassins peut être adaptée aux contraintes du site d'établissement des marais. Il faut cependant favoriser un écoulement le plus uniforme possible afin d'utiliser la superficie entière des marais et prévenir le court-circuitage. Le rapport longueur/largeur minimum recommandé est de 2:1. Si un rapport longueur/largeur très élevé est utilisé, il peut être requis de vérifier la vitesse d'écoulement et la perte de charge dans le marais à l'aide de l'équation de Manning. La vitesse d'écoulement doit demeurer suffisamment faible pour favoriser la sédimentation et prévenir une remise en suspension des particules. En général, la vitesse d'écoulement dans les marais existants est bien inférieure à la vitesse critique. Le calcul de perte de charge peut avoir pour effet de limiter la longueur du marais ou d'en augmenter le gradient hydraulique. Des explications détaillées sont fournies dans la littérature (Kadlec et Knight, 1996, Reed *et al.*, 1995).

L'ajout de zones profondes perpendiculaires au sens d'écoulement et dépourvues de plantes pourrait favoriser une répartition plus uniforme du débit dans le marais. La profondeur de ces zones est d'au moins 1 à 1,5 m. La largeur doit être suffisante pour permettre l'action du vent sur la surface de l'eau.

Dispositifs d'entrée et de sortie

Les dispositifs d'entrée et de sortie doivent être conçus de manière à favoriser la répartition du débit et un écoulement le plus uniforme possible sur la superficie entière du marais. S'il est prévu d'exploiter le marais l'hiver, ces dispositifs doivent demeurer fonctionnels en période de gel.

La distribution des eaux à l'entrée se fait généralement en plusieurs points. Il faut s'assurer que les conduites de distribution demeurent accessibles pour un nettoyage futur. Il est recommandé de prévoir une conduite de dérivation permettant de continuer d'alimenter le marais en cas de colmatage du dispositif de distribution.

Le dispositif de sortie doit être ajustable, habituellement à partir du fond du marais, pour permettre son drainage si requis et permettre d'ajuster le gradient hydraulique au besoin, jusqu'à une élévation de 0,6 m par rapport au niveau du fond. Il peut s'agir d'une conduite de collecte perforée placée au fond du marais ou dans une tranchée légèrement plus profonde que le marais, l'extrémité de la conduite de sortie étant ajustable. L'établissement d'une zone transversale profonde à surface libre de plantes, juste en amont du dispositif de collecte, peut favoriser un drainage plus uniforme du marais sur l'ensemble de sa largeur. Si un déversoir est utilisé, son niveau doit être ajustable et une chicane devrait être placée en amont pour en prévenir le colmatage par les débris provenant du marais.

Terrassement et digues

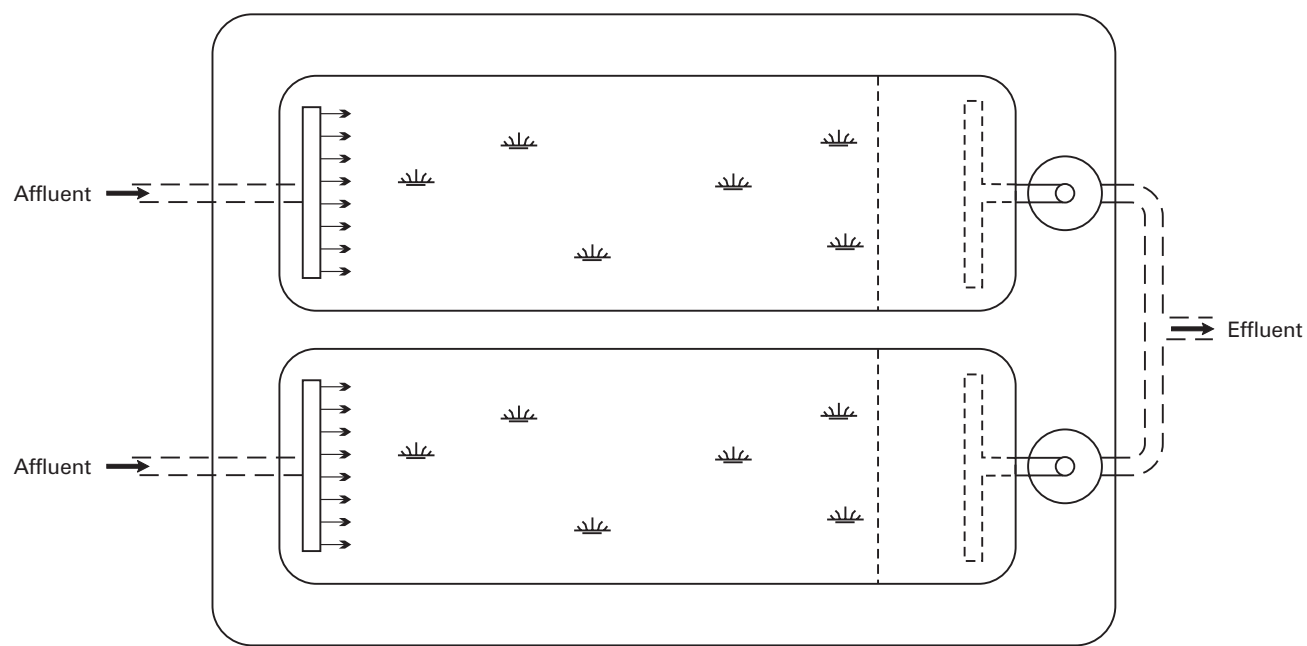
La conception des digues doit être faite selon les règles de l'art du génie civil et des considérations géotechniques pour en assurer la stabilité et une étanchéité adéquate. La pente typique des talus est de 2 H:1 V à 3 H:1 V. La hauteur de revanche doit être suffisante pour prévenir tout risque de débordement en conditions de débit maximal.

La largeur au sommet des digues peut être de l'ordre de 1 m dans les zones où l'accès ne se fait qu'à pied et de 3 m là où un accès par véhicule est prévu.

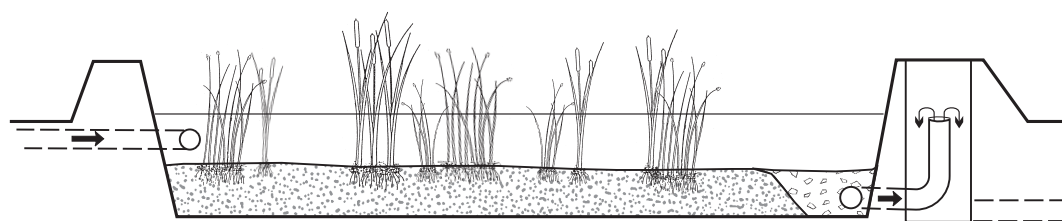
Le fond des marais doit être nivelé avec attention avec une tolérance de l'ordre de ± 3 cm. La couche de terre arable enlevée lors de l'excavation peut être réutilisée comme milieu au fond du marais, sur une épaisseur d'au moins 20 cm, et pouvant aller jusqu'à 30 ou 40 cm pour la mise en place des plantes.

Plantes

Les types de plantes utilisées le plus couramment dans les marais à écoulement en surface sont les quenouilles, les phragmites ou les scirpes (figure 5.3).



Vue en plan



Section longitudinale

Figure 5.2 Marais à écoulement en surface



a) Phragmites



b) Quenouilles



c) Scirpes

Figure 5.3 Types de plantes

La densité initiale de plantation visée est d'environ 10 000 plants par hectare. Une densité de plus de 100 000 plants par hectare devrait être atteinte à l'équilibre lorsque le marais aura atteint sa maturité.

Des renseignements plus détaillés sur le choix de la méthode de plantation de la végétation (semis, plants en pots, rhizomes ou autres) ainsi que sur les précautions à prendre, comme la régulation de l'humidité du milieu et l'ajustement du niveau d'eau, se trouvent dans la littérature (Kadlec et Knight, 1996, Reed *et al.*, 1995).

5.2.3 Rendement

Le rendement attendu d'un système de traitement d'eaux usées par marais artificiels peut être estimé au moyen des modèles mathématiques présentés ci-dessus.

Un sommaire du rendement moyen à long terme des marais artificiels à écoulement en surface appliqués comme traitement de polissage d'effluents de systèmes de traitement secondaire est présenté par Kadlec et Knight (1995). Ce sommaire a été fait à partir de la base de données nord-américaine préparée pour l'U.S. EPA. Les concentrations moyennes à l'affluent et à l'effluent pour différents paramètres sont résumées au tableau 5.2.

Tableau 5.2 Rendement moyen des marais à écoulement en surface

Paramètre	Concentration (mg/L)	
	Affluent	Effluent
DBO ₅	30,3	8,0
MES	45,6	13,5
NTK	7,60	4,31
NH ₄	4,88	2,23
NO _x	5,56	2,15
P _T	3,78	1,62

5.3 MARAIS À ÉCOULEMENT HORIZONTAL SOUS LA SURFACE

5.3.1 Traitement préalable

Les marais artificiels à écoulement horizontal sous la surface peuvent être précédés uniquement d'un système de traitement primaire, généralement une fosse septique, si les eaux usées à traiter ne sont pas trop concentrées. En se basant sur une hypothèse de 30 % d'enlèvement de la DBO₅ dans la fosse septique, les eaux usées brutes ne devraient pas avoir plus de 140 mg/L de DBO₅ de façon que la concentration à l'entrée des marais ne dépasse pas 100 mg/L de DBO₅.

Si les eaux usées à traiter sont plus concentrées, une étape de traitement par des lits de roseaux à écoulement vertical ou un autre système de traitement doit être prévu.

5.3.2 Critères de conception

Comme dans le cas des marais à écoulement en surface, diverses approches ont été utilisées pour établir la superficie des marais artificiels à écoulement horizontal sous la surface. Les principales approches utilisées sont celle basée sur le temps de rétention hydraulique et celle basée sur la charge hydraulique superficielle. On trouve aussi des équations basées sur des analyses statistiques de régression effectuées à partir de données d'exploitation d'installations existantes, mais elles ne tiennent pas compte des paramètres de conception et d'exploitation de ces installations et sont donc difficilement applicables comme base de conception.

La valeur de la constante K de l'approche basée sur la charge superficielle est proportionnelle à la valeur de constante K_T de l'approche basée sur le temps de rétention. Le rapport entre ces constantes est fonction de la hauteur d'eau et de la porosité du milieu. Pour des systèmes typiques composés principalement de sable et de gravier, avec une hauteur d'eau d'environ 0,6 m dans le milieu, les deux modèles peuvent être utilisés.

Approche basée sur la charge hydraulique superficielle

Le modèle utilisé est le même que celui recommandé pour les marais à écoulement en surface (équations 5.1 à 5.3), à l'exception des valeurs des constantes qui sont généralement différentes.

Compte tenu que les applications visées correspondent plus souvent à un traitement secondaire qu'à un traitement de polissage, la concentration limite ou bruit de fond est moins significative par rapport à la concentration visée à l'effluent. Elle n'est donc pas prise en considération dans le modèle utilisé en Europe (Cooper et Green, 1995, Brix 1994a, EC/EWPCA Emergent Hydrophyte Treatment Systems Expert Contact Group, 1990), là où ce type de marais est le plus utilisé. Ce modèle peut être exprimé de la façon suivante :

$$A = \frac{Q(\ln C_a - \ln C_e)}{K} \quad (5.7)$$

où

A	=	superficie du marais, m ²
Q	=	débit, m ³ /d
C _a	=	concentration à l'affluent, mg/L
C _e	=	concentration à l'effluent, mg/L
K	=	constante d'ordre 1, m/d

Les valeurs de la constante K proposées pour la DBO₅ dans la littérature varient beaucoup d'une référence à l'autre. Les valeurs tirées de l'analyse de données européennes semblent toutefois plus représentatives des conditions d'applications visées, soit le plus souvent en traitement secondaire, que celle des données américaines, où les marais sont plus souvent utilisés comme traitement de polissage.

La valeur de K pour la DBO₅ recommandée dans *European Design and Operations Guidelines for Reed Bed Treatment Systems* (EC/EWPCA Emergent Hydrophyte Treatment Systems Expert Contact Group, 1990) est de 0,1 m/d. Cette valeur correspond d'ailleurs sensiblement à celle calculée par Brix (1994) à partir du rendement moyen mesuré sur un grand nombre d'installations existantes au Danemark.

En principe, l'activité biologique est sensible à la température. Les résultats disponibles sur le rendement des installations existantes ne permettent toutefois pas d'établir clairement une variation de la constante d'enlèvement de la DBO₅ en fonction de la température dans les marais à écoulement horizontal sous la surface (Kadlec et Knight 1996). Une baisse de rendement en conditions hivernales a été notée surtout pour des installations à milieu plus grossier, dont la charge superficielle en DBO₅ se situait entre 5 et 20 g DBO₅/m².d (Findlater *et al.*, 1990). La constante d'enlèvement de la DBO₅ calculée à partir des résultats de suivi de l'installation de la Biosphère à Montréal (IRVB, 1998), dont la charge superficielle en DBO₅ était de 3,17 g DBO₅/m².d, s'est avérée indépendante de la température. La valeur de K pour la DBO₅ égale à 0,1 m/d mentionnée précédemment peut être acceptable pour des charges relativement faibles et des températures moyennes mais il serait plus sûr d'y apporter une correction en fonction de la température si des charges plus élevées et des températures très basses sont prévues.

La valeur de K pour l'azote total calculée par Brix (1994a) à partir du rendement moyen mesuré sur un grand nombre d'installations existantes au Danemark est de 12,7 m/an ou 0,035 m/d. La transformation de l'azote est généralement sensible à la température. Une correction de cette valeur K doit donc être faite en fonction de la température en utilisant la méthode prévue à l'équation 5.5. La valeur de θ alors recommandée est de 1,048.

Approche basée sur le temps de rétention hydraulique

Cette approche est celle recommandée dans le guide *Systèmes de traitement des eaux usées par marais artificiels* (Les Consultants RSA, 1993) et par d'autres auteurs (Reed *et al.*, 1995, Crites et Tchobanoglous, 1996).

Le modèle proposé par Reed *et al.* est basé sur une hauteur d'eau moyenne dans le milieu, contrairement à celui proposé par Les Consultants RSA, qui proposent d'intégrer la loi de Darcy sur la longueur du marais pour tenir compte de la courbure théorique de la nappe d'eau entre l'entrée et la sortie. Le modèle de Reed *et al.* est une simplification raisonnable, surtout si l'on considère qu'il est recommandé d'effectuer la conception pour une hauteur

d'eau à la sortie correspondant à au moins 80 % de la hauteur maximale possible par rapport au fond du marais.

Le modèle proposé (Reed *et al.*, 1995) est le même que celui qui s'applique aux marais à écoulement en surface (équations 5.4 à 5.6), en adaptant les valeurs des constantes :

- pour le calcul de la concentration à l'effluent :

$$C_e = C_a \cdot e^{-K_T t} \quad (5.4)$$

$$K_T = K_{20} \theta^{(T-20)} \quad (5.5)$$

- pour le calcul de la superficie requise :

$$A = \frac{Q(\ln C_a - \ln C_e)}{K_T(y)(n)} \quad (5.6)$$

où	A	=	superficie requise, m ²
	Q	=	débit, m ³ /d
	K _T	=	constante d'ordre 1 à la température T, d ⁻¹
	C _a	=	concentration à l'affluent, mg/L
	C _e	=	concentration à l'effluent, mg/L
	t	=	temps de rétention, jours
	y	=	hauteur d'eau, m
	n	=	porosité

Les valeurs proposées pour les paramètres du modèle sont les suivantes :

K ₂₀	=	1,1 d ⁻¹ pour la DBO ₅
θ	=	1,06 pour la DBO ₅
K ₂₀	=	0,107 pour la nitrification ⁽¹⁾
θ	=	1,048 pour la nitrification ⁽¹⁾
K ₂₀	=	1,000 pour la dénitrification ⁽²⁾
θ	=	1,15 pour la dénitrification ⁽²⁾

- Notes :
1. Bien que la nitrification s'exerce sur l'azote ammoniacal, il est recommandé d'assumer que tout l'azote Kjeldahl sera ammonifié et susceptible d'être nitrifié.
 2. Dans le calcul de la dénitrification, on doit considérer les NO_x à l'affluent du marais et tenir compte de la nitrification qui s'exercera dans le marais.

La porosité du milieu se situe entre 0,30 et 0,45 selon sa grosseur. Des valeurs de porosité et de conductivité hydraulique en fonction du diamètre effectif (D_{10}) du milieu sont présentées au tableau 5.3.

Tableau 5.3 Caractéristiques des milieux filtrants des marais

Milieu	Diamètre effectif D_{10} (mm)	Porosité n	Conductivité hydraulique k_s (m/d)
Sable grossier	2	0,28 à 0,32	100 à 1 000
Sable graveleux	8	0,30 à 0,35	500 à 5 000
Gravier fin	16	0,35 à 0,38	1 000 à 10 000
Gravier moyen	32	0,36 à 0,40	10 000 à 50 000
Gravier grossier	128	0,38 à 0,45	50 000 à 250 000

À défaut de connaître les températures ambiantes qui affecteront les conditions spécifiques au projet, la température moyenne de conception recommandée par Les Consultants RSA est de 16 °C pour la période estivale et de 5 °C pour la période hivernale. Reed *et al.* proposent un modèle de calcul de la température prévue dans les marais mais ce modèle peut être difficile à appliquer compte tenu des renseignements nécessaires pour son application. De plus, la précision additionnelle qu'il pourrait apporter peut être considérée comme superflue en regard des inconnues ou des imprécisions sur l'effet de la température et sur la constante K .

Profondeur du lit et profondeur d'eau

La profondeur du lit filtrant est reliée à la profondeur de pénétration des racines des plantes. Avec les phragmites, la hauteur d'eau dans le milieu à l'entrée est généralement de 0,6 m. Une épaisseur additionnelle de milieu de 0,075 à 0,150 m au-dessus du niveau d'eau est normalement recommandée.

Les digues ont généralement une hauteur de revanche de 0,3 à 0,5 m au-dessus de la surface du lit. Elles doivent avoir une hauteur suffisante pour permettre d'inonder la surface des lits si requis pour assurer la croissance sélective des plantes souhaitées. Elles doivent également permettre de contenir temporairement l'eau qui pourrait s'accumuler en cas de pointe hydraulique en s'assurant qu'il n'y ait pas de risque de ruissellement par-dessus les digues.

Si des débits exceptionnellement élevés sont susceptibles d'être acheminés dans le marais, par exemple pour assurer un traitement minimal des eaux de captage en temps de pluie, un trop-plein d'urgence peut être ajouté.

Milieu

Le milieu sert à la fois de filtre pour le traitement des eaux usées et de support pour les roseaux. Il doit avoir une conductivité hydraulique suffisante pour permettre l'écoulement des eaux usées sous la surface sans qu'il n'y ait de problèmes d'accumulation d'eau, d'écoulement préférentiel et de ravinement en surface, susceptibles d'entraîner une baisse de rendement.

Le milieu est généralement constitué d'un matériau granulaire (sable grossier, gravier) ayant une conductivité hydraulique d'au moins 1×10^{-1} cm/s. Le silt est à éviter. Les particules doivent être de préférence de forme arrondie en évitant les pierres anguleuses ou les arêtes vives.

Géométrie

Il est recommandé de répartir la superficie totale en au moins deux lits de roseaux en parallèle de façon à pouvoir en conserver au moins un lorsqu'il est nécessaire d'en mettre un hors service pour procéder à des travaux d'entretien ou d'autres travaux.

Il n'y a pas de critère de rapport longueur/largeur. La géométrie est déterminée à partir d'une analyse de capacité hydraulique. La longueur dans le sens de l'écoulement est établie à l'aide de loi de Darcy de façon à s'assurer que les pertes de charge dans le milieu se situent à l'intérieur de la différence de niveau d'eau voulue entre l'entrée et la sortie. Par contre, une longueur minimale de 3,0 m est recommandée pour assurer une bonne efficacité de traitement et prévenir les risques d'écoulement préférentiel (Les Consultants RSA, 1993).

L'expression simplifiée de la loi de Darcy peut s'écrire de la façon suivante :

$$A_c = \frac{Q}{kS} \quad (5.8)$$

où

A_c	=	section transversale, m ²
Q	=	débit, m ³ /s
k	=	conductivité hydraulique, m/s
S	=	pente hydraulique, m/m

Pour fins de conception, on ne doit jamais poser l'hypothèse que la conductivité hydraulique à long terme sera plus grande que la conductivité hydraulique initiale du milieu. De nombreux systèmes conçus selon cette hypothèse en Europe ont connu des problèmes d'écoulement en surface puisque, au mieux, le développement des racines des plantes peut favoriser un maintien mais non une augmentation de la conductivité hydraulique (Brix,

1994b). Certains auteurs (Crites et Tchobanoglous, 1998, Reed *et al.*, 1995) suggèrent même d'introduire un facteur de sécurité en utilisant une valeur de conductivité hydraulique de conception de 3 à 10 fois inférieure à la valeur mesurée.

La pente hydraulique est fonction de la différence de niveau d'eau entre l'entrée et la sortie du marais par rapport à la longueur du marais. Il est recommandé de faire la conception (calcul de la surface requise et géométrie) en fonction d'une hauteur d'eau à la sortie d'au moins 80 % de la hauteur maximale. À titre d'exemple, pour une hauteur d'eau de 0,6 m à l'entrée et une longueur d'écoulement de 5 m, la différence de niveau entre l'entrée et la sortie utilisée pour les calculs de conception, qui correspond à 20 % de la hauteur d'eau à l'entrée, est de 0,12 m, et la pente hydraulique maximale qui en résulte est de 0,024.

Le fond du lit peut être horizontal ou avoir une légère pente descendante ne dépassant pas 0,5 % à 2 % dans le sens de l'écoulement pour en faciliter le drainage au besoin.

La surface du milieu doit, de préférence, avoir une légère pente ascendante vers la sortie pour prévenir le ravinement et le cheminement préférentiel en surface en cas d'incapacité hydraulique.

Le fond et la surface du lit doivent être de niveau dans le sens de la largeur, c'est-à-dire dans le sens perpendiculaire au sens de l'écoulement.

Puisque les contraintes hydrauliques limitent la longueur d'écoulement, la largeur des marais est souvent plus grande que la longueur, du moins pour les grands systèmes. Il faut toutefois s'assurer que les eaux usées sont réparties uniformément sur toute la largeur du marais. Si la largeur totale requise est trop grande, le marais doit être divisé en plusieurs sections.

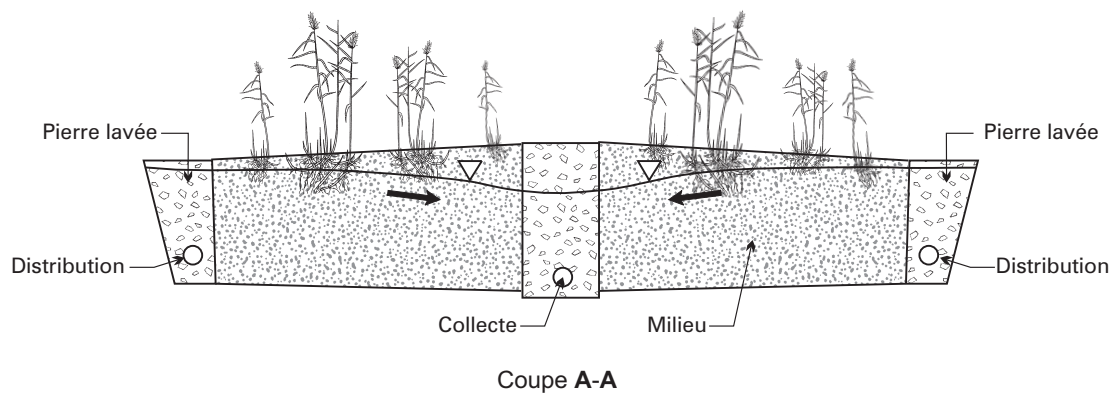
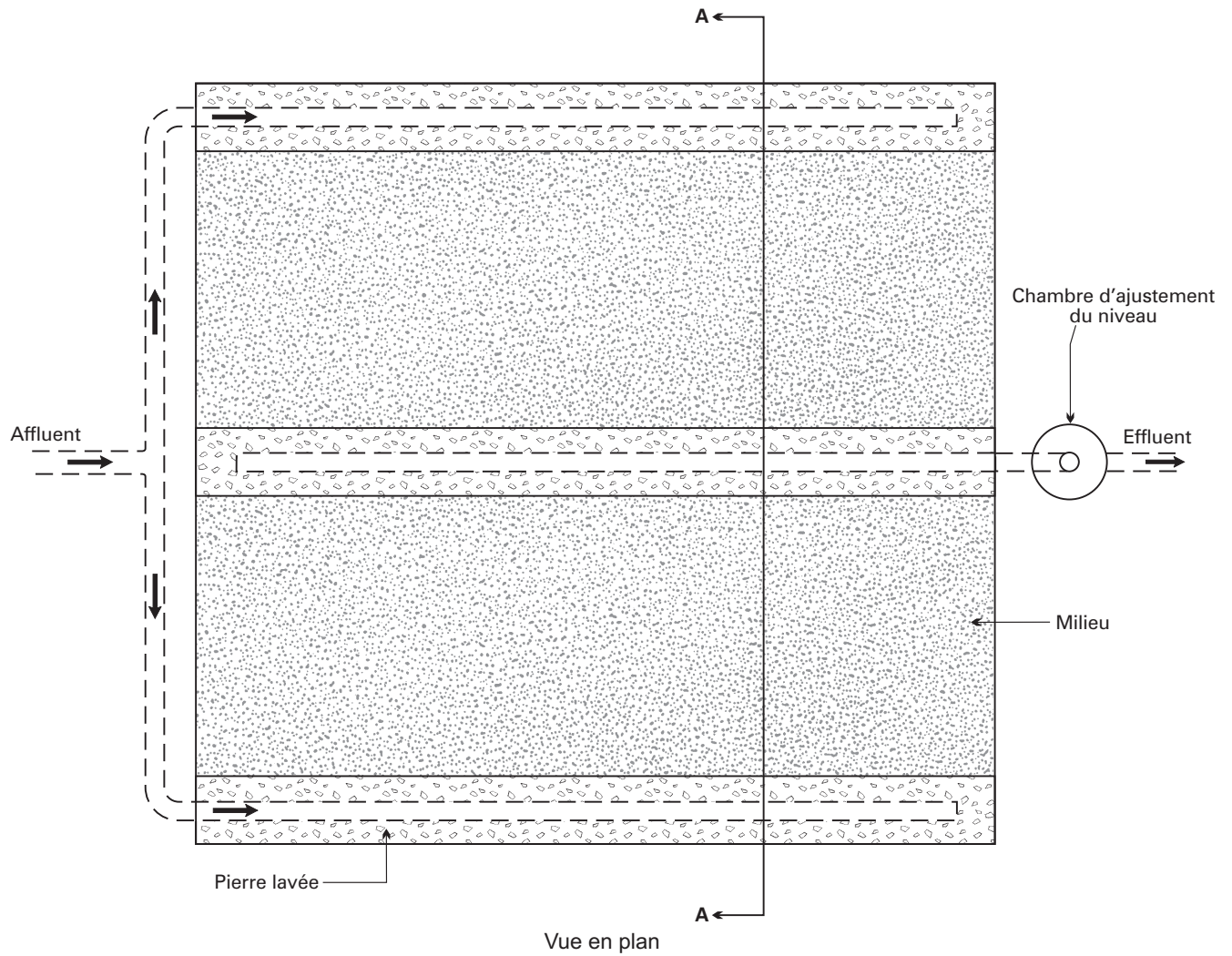
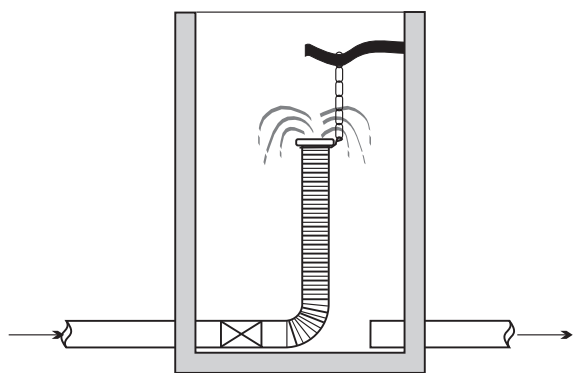
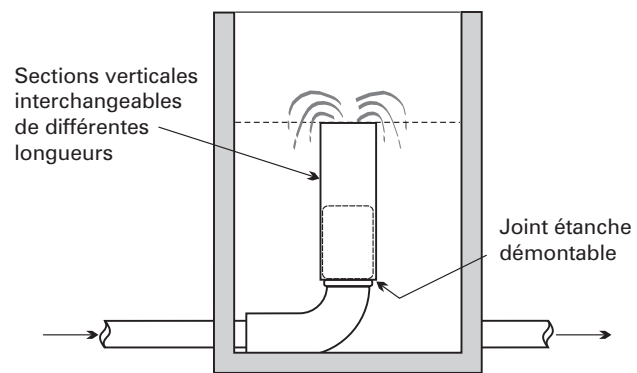


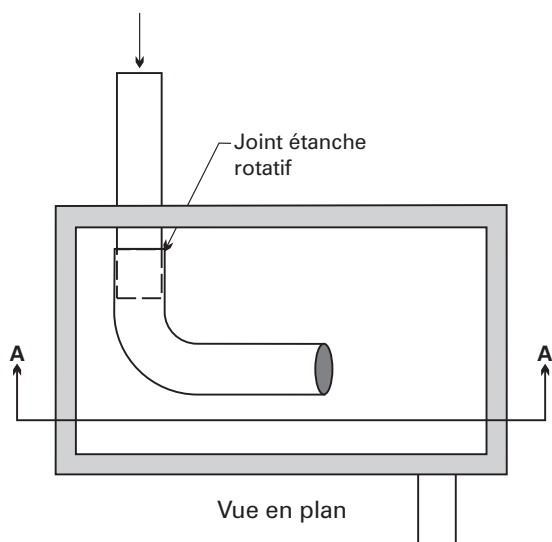
Figure 5.4 Marais à écoulement horizontal sous la surface



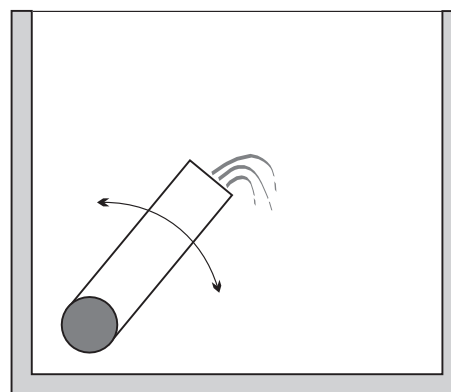
a) Conduite flexible



b) Sections verticales interchangeables



Vue en plan



Coupe A-A

c) Conduite avec joint rotatif

Figure 5.5 Dispositifs d'ajustement du niveau

Dispositifs d'entrée et de sortie

Les dispositifs d'alimentation des marais et de distribution des eaux usées doivent être faits de façon à assurer une répartition uniforme et une utilisation optimale de toute la superficie du marais. Ils doivent être conçus de manière à prévenir les problèmes causés par le gel en période hivernale.

L'alimentation d'un marais à écoulement horizontal sous la surface se fait le plus souvent de façon continue. Le dispositif de distribution est généralement constitué d'une conduite perforée, ou munie de tés, installée dans une tranchée remplie de pierre lavée dont le diamètre se situe entre 25 et 100 mm.

La collecte de l'effluent peut aussi se faire au moyen d'une tranchée de pierre lavée de même diamètre que pour la tranchée de distribution. Une conduite munie d'orifices ou de fentes est placée au fond de la tranchée. Une chambre d'ajustement du niveau à la sortie est nécessaire. La plage d'ajustement doit être suffisamment grande pour permettre de noyer le marais jusqu'à une hauteur de 200 mm au-dessus de la surface du lit d'une part, et permettre le drainage jusqu'au fond du lit d'autre part. Divers dispositifs peuvent être prévus à cette fin, comme une conduite flexible dont l'extrémité est ajustable, une conduite munie d'un joint permettant d'en ajuster l'extrémité par rotation ou une conduite verticale avec des sections interchangeables entre autres.

Les conduites de distribution et de collecte doivent être aménagées de façon à pouvoir les nettoyer lorsque nécessaire.

Plantes

Les phragmites sont le type de plantes le plus souvent utilisées. Ces plantes sont particulièrement adaptées à des conditions de niveau d'eau sous la surface et la pénétration des racines peut atteindre environ 0,6 m, ce qui correspond à l'épaisseur de milieu recommandée.

Les deux principales méthodes de mise en place de la végétation sont la transplantation de jeunes plants produits à partir de semis et la transplantation de rhizomes. La densité initiale de transplantation est d'environ 4 plants par mètre carré. La transplantation se fait de préférence au printemps.

5.3.3 Rendement

Le rendement moyen calculé à partir de 71 systèmes de marais artificiels à écoulement horizontal sous la surface utilisés comme traitement secondaire au Danemark a été publié dans Kadlec et Knight (1996) à partir d'une base de données compilées par Schierup en 1990. Ces marais étaient typiquement précédés d'un système de traitement primaire

rudimentaire. Les résultats sont présentés au tableau 5.4. Le taux de charge hydraulique moyen appliqué à ces installations était de 5 cm/d (50 L/m².d).

Tableau 5.4 Rendement moyen de marais à écoulement horizontal sous la surface au Danemark

Paramètre	Concentration (mg/L)	
	Affluent	Effluent
DBO ₅	128	18
MES	163	27
N _T	36,7	21,0
NH ₄	21,0	14,1
NO _x	4,1	2,0
P _T	9,1	5,8

Au Québec, un projet de démonstration à la Biosphère de Montréal a fait l'objet d'un suivi sur 3 ans (IRVB, 1998). Le taux de charge hydraulique moyen a été de 2,4 cm/d (24 L/m².d). Le rendement moyen atteint par les unités à écoulement horizontal sous la surface est résumé au tableau 5.5.

Tableau 5.5 Rendement moyen des marais à écoulement horizontal sous la surface de la Biosphère de Montréal

Paramètre	Concentration (mg/L sauf si indiqué)	
	Effluent de la fosse septique	Effluent des marais à écoulement horizontal sous la surface
DBO ₅	132	20
MES	66	13
NTK	76	38
NH ₄	68	34
P _T	9,6	3,1
Coliformes fécaux	1,0 x 10 ⁶ UFC/100 mL	1,5 x 10 ³ UFC/100 mL

D'autres auteurs, rapportent également d'excellents rendements de marais artificiels à écoulement sous la surface, notamment Geller (1997), qui a compilé des résultats d'installations dans les pays germaniques.

Le rendement pour le rabattement de coliformes fécaux selon la littérature est de l'ordre de deux unités logarithmiques, ou une concentration à l'effluent de l'ordre de 10³ à 10⁴

UFC/100 mL (Burgan et Sievers, 1994, Rivera *et al.*, 1995, Gersberg *et al.*, 1989, Mankin et Powell, 1998).

Sur la base des renseignements ci-dessus, le rendement typique de marais artificiels est de l'ordre de 20 à 25 mg/L en DBO_5C , 20 à 30 mg/L de MES et 10^4 UFC/100 mL pour les coliformes fécaux.

Une attention doit cependant être portée à l'aspect hydraulique car ces rendements peuvent être réduits en cas d'écoulement préférentiel à la surface du milieu. C'est particulièrement le cas pour le rendement en rabattement des coliformes fécaux.

5.4 LITS DE ROSEAUX À ÉCOULEMENT VERTICAL

5.4.1 Traitement préalable

Les lits de roseaux à écoulement vertical sont précédés d'un système de traitement primaire, généralement une fosse septique.

5.4.2 Critères de conception

Approche générale

Les lits de roseaux à écoulement vertical s'apparentent à la fois aux filtres à sable intermittents et aux lits bactériens constitués de pierre. La grosseur du milieu filtrant des lits de roseaux se situe quelque part entre celle du sable des filtres à sable et celle de la pierre des lits bactériens. Les lits de roseaux à écoulement vertical comportent toutefois certaines particularités comme la présence des racines et des rhizomes des plantes dans le milieu. L'alimentation des lits de roseaux en rotation sur des périodes de 1 ou 2 jours entrecoupées de périodes de repos de 3 à 6 jours est également particulier.

L'approche utilisée pour la conception des filtres à sable est empirique et basée sur un taux de charge hydraulique à long terme déterminé à partir de l'expérience acquise sur de nombreuses installations. Ces critères empiriques ne peuvent être transposés à des milieux et modes d'alimentation différents. Divers modèles mathématiques basés sur le taux de charge hydraulique, la hauteur du filtre et des constantes spécifiques au milieu ont été utilisés pour la conception des lits bactériens. Aucune étude scientifique ne permet de transposer l'application de ces modèles à la conception des lits de roseaux.

Superficie des lits utilisés comme premier stade de traitement secondaire

L'approche de conception retenue est celle basée sur des critères empiriques tels que proposés dans le guide intitulé *Systèmes de traitement des eaux usées par marais artificiels* (Les Consultants RSA, 1993). Elle correspond également à celle proposée dans *European Design and Operations Guidelines for Reed Bed Treatment Systems* (EC/EWPCA Emergent Hydrophyte Treatment Systems Expert Contact Group, 1990). Le stade de traitement par lits de roseaux à écoulement vertical recevant l'effluent d'un système de traitement primaire ou fosse septique est composé de quatre unités en parallèle. La superficie totale pour l'ensemble des quatre unités est calculée pour obtenir un taux de charge hydraulique moyen de 0,2 m/d (200 L/m².d). Chacune des unités étant alimentée en rotation, elles seront donc alimentées à un taux quotidien de 0,8 m/d (800 L/m².d). La charge organique moyenne par rapport à la superficie totale des quatre unités est limitée à 40 g DBO₅/m².d en réduisant le taux de charge hydraulique en conséquence si la concentration des eaux usées appliquées dépasse 200 mg/L de DBO₅.

Couches de milieu et profondeur du lit dans un premier stade de traitement secondaire

Le guide *Systèmes de traitement des eaux usées par marais artificiels* (Les Consultants RSA, 1993) recommande une épaisseur de 800 mm de milieu filtrant en plus d'une couche de pierre lavée placée au fond du lit pour en faciliter le drainage. À la lumière de l'expérience européenne (EC/EWPCA Emergent Hydrophyte Treatment Systems Expert Contact Group, 1990, Boutin *et al.*, 1999, Boutin *et al.*, 1997), où les lits de roseaux à écoulement vertical ont une épaisseur moindre, une épaisseur totale de milieu réduite à 600 mm, incluant la couche de sable, paraît acceptable.

Le lit est constitué de la façon suivante, en commençant par la couche du fond :

- 200 à 300 mm d'épaisseur de couche de pierre lavée d'au moins 10 mm de diamètre;
- 500 à 700 mm d'épaisseur de gravier filtrant ou de pierre lavée de 5 mm et plus de diamètre et d'une conductivité hydraulique de l'ordre de 5×10^{-1} à 5 cm/s;
- 100 mm de sable filtrant d'une conductivité hydraulique de 1×10^{-3} à 5×10^{-3} cm/s en surface.

La couche de sable en surface vise à ralentir l'écoulement lors des dosages pour favoriser une meilleure répartition des eaux usées sur la surface du filtre. Les caractéristiques du sable recommandées dans le guide *Systèmes de traitement des eaux usées par marais artificiels* (Les Consultants RSA, 1993) sont un diamètre D_{50} de l'ordre de 0,4 à 0,6 mm ou plus et un coefficient d'uniformité C_U inférieur à 4. Ces caractéristiques peuvent être considérées comme équivalentes à celles du sable filtrant recommandé pour les filtres à sable. L'utilisation de pierre ou de gravier concassé n'est pas recommandée car les formes anguleuses risqueraient de nuire aux plantes.

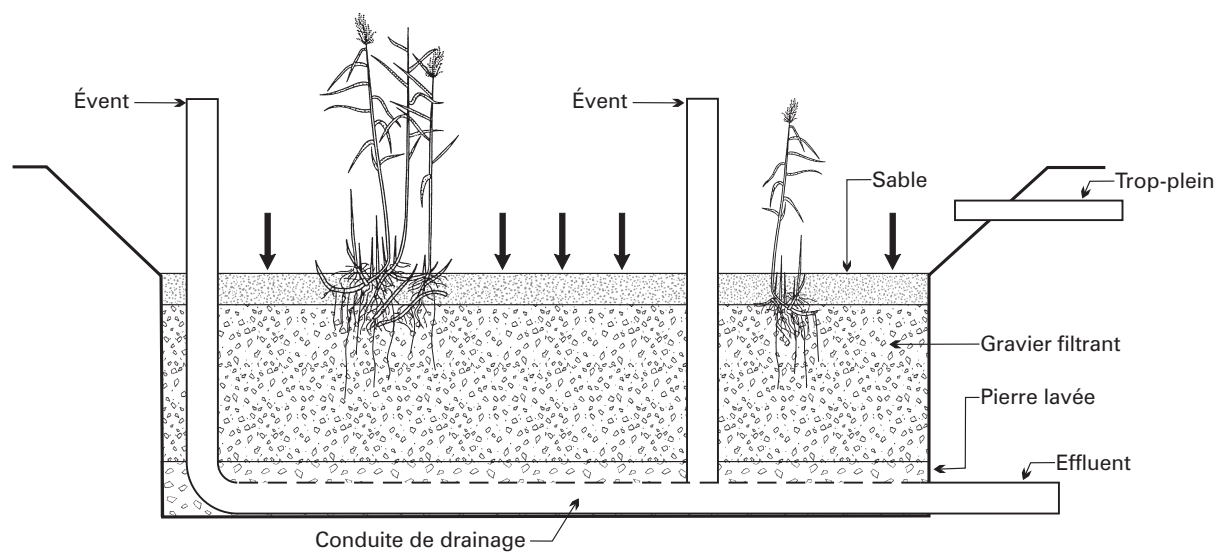


Figure 5.6 Lit de roseaux à écoulement vertical

Il est important de s'assurer qu'il n'y a pas de migration des particules dans la couche sous-jacente plus grossière et que la conductivité hydraulique relative est suffisante entre les matériaux. Les caractéristiques granulométriques des couches de matériaux doivent respecter les critères suivants :

- D_{15} du matériau grossier $< D_{85}$ du matériau fin;
- D_{50} du matériau grossier $< 25 D_{50}$ du matériau fin;
- D_{15} du matériau grossier $> 5 D_{15}$ du matériau fin.

La couche de gravier ou de pierre du milieu doit être divisée en couches de caractéristiques différentes, au besoin, pour respecter ces critères.

Superficie des lits utilisés comme deuxième stade de traitement secondaire

Le taux de charge hydraulique généralement recommandé pour des lits de roseaux à écoulement vertical utilisés comme deuxième stade de traitement secondaire est le double de celui recommandé au premier stade (EC/EWPCA Emergent Hydrophyte Treatment Systems Expert Contact Group, 1990, Boutin *et al.*, 1999). Le nombre d'unités en parallèle peut alors être réduit à deux au lieu de quatre.

Couches de milieu et profondeur du lit dans un deuxième stade de traitement secondaire

L'épaisseur totale du milieu filtrant peut être la même que pour le premier stade de traitement. Il est cependant recommandé d'utiliser un milieu plus fin pour permettre un enlèvement additionnel des matières polluantes lorsque les lits de roseaux à écoulement vertical sont utilisés comme deuxième et dernier stade de traitement secondaire à la place de marais à écoulement horizontal sous la surface. Le milieu utilisé dans les filtres en France (Boutin *et al.*, 1999) est divisé en deux couches, le sable constituant alors une portion importante du milieu et non seulement une mince couche de surface, l'autre couche étant constituée de gravier. À la lumière des essais réalisés avec des unités pilotes à Alma, au Québec, de 1994 à 1997 (Les Consultants RSA, 1999), où des lits de roseaux à écoulement vertical dont le milieu filtrant était constitué uniquement d'une couche de sable recevait l'effluent d'étangs aérés de 600 mm d'épaisseur, une telle approche pourrait aussi être considérée dans un deuxième stade vertical servant comme traitement de finition.

Alimentation des lits de roseaux

L'alimentation des unités se fait en rotation sur une période de 4 à 8 jours. Une unité est alimentée pendant 1 ou 2 jours, puis est ensuite mise au repos pour une période de 3 à 6 jours. L'unité suivante est alors alimentée pendant 1 à 2 jours jusqu'à ce que chaque unité ait été alimentée; on recommence ensuite le cycle.

Pendant la période de 1 à 2 jours où une unité est alimentée, les eaux usées sont acheminées sur le lit de roseaux de façon intermittente par un dispositif de chasse d'eau (pompes ou autres) de façon à inonder rapidement la surface pour assurer une bonne répartition des eaux usées à la grandeur du lit d'une part, et assurer un apport en oxygène entre chaque dose d'eaux usées d'autre part. Le débit quotidien est acheminé sur le lit en environ 8 à 40 doses par jour, à un volume équivalent à une hauteur d'eau de 20 à 100 mm sur la surface d'une unité. Une dose est acheminée sur une période ne dépassant pas 10 à 15 minutes.

Divers systèmes de distribution peuvent être envisagés, mais il faut s'assurer que le système demeure fonctionnel dans les conditions soutenues de froid intense qui se produisent l'hiver au Québec. Le système proposé dans le guide intitulé *Systèmes de traitement des eaux usées par marais artificiels* (Les Consultants RSA, 1993) consiste à placer des conduites verticales se terminant en surface par un cône inversé à tous les 50 m². Considérant la répartition inégale des eaux usées observée au Zoo de Saint-Félicien et à Saint-Henri-de-Taillon, il y aurait lieu d'envisager un autre type de système de distribution comme le système à alimentation intermittente par chasse d'eau ou le système de distribution sous faible pression recommandés pour les éléments épurateurs ou les filtres intermittents. Les conduites doivent alors être protégées des rayons ultraviolets et doivent se vider après chaque dosage pour prévenir le gel.

Collecte de l'effluent

La collecte de l'effluent se fait au moyen de conduites de drainage munies d'orifices ou de fentes, et placées dans la couche de pierre de drainage, comme pour les filtres à sable intermittents ou les filtres à recirculation.

Bien que les lits de roseaux à écoulement vertical soient normalement exploités en mode de lit ruisselant, donc non noyés, des chambres d'ajustement du niveau sont nécessaires à la sortie des unités afin de pouvoir maintenir un niveau d'eau dans le filtre ou noyer le filtre au besoin pour permettre de gérer la croissance des plantes.

Aération

L'apport d'oxygène dans le filtre est favorisé au moyen de conduites verticales non perforées qui sont reliées aux conduites de drainage ou grâce à une section perforée située dans la couche de pierre de drainage. Des conduites de ce genre sont installées à tous les 4 à 16 m² (Les Consultants RSA, 1993, EC/EWPCA Emergent Hydrophyte Treatment Systems Expert Contact Group, 1990).

Terrassement et digues

Le fond du lit peut être de niveau ou comporter une légère pente vers la sortie pour en faciliter le drainage. La surface du lit doit être bien nivelée et parfaitement horizontale afin de permettre une distribution uniforme des eaux usées sur toute la surface du lit.

Les parois du lit doivent être aussi verticales que possible entre le fond et la surface du milieu filtrant.

Une revanche de 500 à 600 mm est prévue au-dessus de la surface du milieu filtrant. Un trop-plein d'urgence est recommandé pour protéger les digues, surtout si le système de traitement est susceptible de recevoir des eaux de captage.

Plantes

Les plantes utilisées dans les lits de roseaux à écoulement vertical sont des phragmites. La mise en place initiale se fait à une densité d'environ 4 plants par mètre carré.

5.4.3 Rendement

Comme indiqué précédemment, la conception des lits de roseaux à écoulement vertical est basée sur des critères empiriques et non sur l'application de modèles mathématiques. Le rendement attendu est donc basé sur les résultats publiés dans la littérature et provenant d'applications existantes ailleurs.

Rendement des lits utilisés comme premier stade de traitement secondaire

Les applications les plus documentées sont celle d'Oaklands Park en Grande-Bretagne (EC/EWPCA Emergent Hydrophyte Treatment Systems Expert Contact Group, 1990), ainsi que les installations de Montromant et Gensac la Pallue en France (Boutin *et al.*, 1997, Boutin *et al.*, 1999). Le rendement attendu d'un lit de roseaux utilisé comme premier stade de traitement secondaire pour des eaux usées domestiques typiques après une fosse septique est la suivante :

- DBO₅ 80 % d'enlèvement l'été;
- MES 80 % d'enlèvement.

Au Québec, les conditions climatiques sont plus rigoureuses l'hiver. La littérature relative aux marais artificiels ne permet pas d'évaluer une baisse de rendement en hiver. Le suivi de marais à écoulement horizontal sous la surface a plutôt indiqué le contraire. À défaut de données représentatives des lits de roseaux à écoulement vertical ou d'autres types de

marais artificiels au Québec, il y a quand même lieu d'adopter une approche prudente. On considère qu'on pourrait avoir un enlèvement moindre de la DBO₅ comme c'est le cas pour d'autres systèmes de traitement biologique expansifs. Il est réaliste de considérer de façon préliminaire une baisse de rendement équivalent à celui normalement prévu pour des étangs aérés de niveau de rendement équivalent, soit :

- DBO₅ 60 % d'enlèvement l'hiver.

Rendement des systèmes de traitement secondaire à deux stades

Sur la base des résultats des installations nommées ci-dessus, un système de traitement secondaire constitué de deux stades successifs de lits de roseaux à écoulement vertical permet d'atteindre un effluent de 20 mg/L ou moins de DBO₅ et de MES à l'effluent.

On peut aussi s'attendre à un rabattement des coliformes fécaux du même ordre que dans d'autres types de filtres intermittents ou dans des marais artificiels à écoulement horizontal sous la surface. Ce rendement reste à confirmer compte tenu des données disponibles trop limitées actuellement.

5.5 SYSTÈMES HYBRIDES

Les systèmes hybrides sont des systèmes de traitement par marais artificiels composés d'un premier stade de traitement secondaire constitué de lits de roseaux à écoulement vertical et d'un deuxième stade de traitement secondaire constitué d'unités de marais artificiels à écoulement horizontal sous la surface.

Les caractéristiques de ces deux stades de traitement sont celles décrites aux sections 5.3 et 5.4.

Le rendement est au moins équivalent à celui d'un traitement secondaire par marais à écoulement sous la surface prévu à la section 5.3.3.

Un meilleur rendement peut être atteint dans la mesure où la qualité de l'effluent du premier stade à écoulement vertical peut être meilleure que la qualité d'affluent indiquée à la section 5.3.3. Il est toutefois difficile de chiffrer un rendement meilleur que celui indiqué dans cette même section compte tenu de la rareté de données disponibles.

5.6 INSTALLATION

Les caractéristiques générales ci-dessous relatives à l'installation des marais artificiels peuvent s'appliquer aux différents types de marais.

Imperméabilisation

Si le sol dans lequel les marais sont établis est trop perméable, le fond et les parois doivent être imperméabilisés au moyen d'une membrane d'argile, d'une géomembrane ou d'autre chose du genre. L'imperméabilisation a pour but de prévenir la contamination et d'assurer la rétention d'eau requise pour la plantation et le maintien de la végétation. L'imperméabilisation n'est généralement pas requise si la conductivité hydraulique du sol en place est de l'ordre de 10^{-6} cm/s ou moins (EC/EWPCA Emergent Hydrophyte Treatment Systems Expert Contact Group, 1990).

Mise en place des matériaux

Les matériaux filtrants doivent être mis en place à partir de l'extérieur des lits ou en utilisant des équipements légers pour en éviter la compaction. Les caractéristiques granulométriques des matériaux doivent être vérifiées. Une attention particulière doit être apportée pour s'assurer qu'il n'y a pas ségrégation des matériaux lors de leur mise en place. La surface des lits doit être bien nivelée pour assurer une bonne répartition des eaux usées et prévenir les risques d'écoulement préférentiel.

Accès au site

Il faut indiquer clairement qu'il s'agit d'une zone de traitement d'eaux usées et il y a lieu de clôturer l'installation s'il s'agit d'un endroit accessible par le public.

5.7 EXPLOITATION

La fosse septique utilisée comme prétraitement doit être inspectée et entretenue comme c'est le cas pour les installations septiques ou les filtres intermittents.

Un suivi de la qualité de l'effluent doit être effectué conformément aux exigences pour un projet standard prévues à l'annexe 4 du *Guide de présentation des demandes d'autorisation pour les systèmes de traitement des eaux usées d'origine domestique*.

Le bon fonctionnement du dispositif de distribution des eaux usées, sur toute la largeur du marais dans le cas d'un système à écoulement horizontal ou sur toute la superficie du lit dans le cas d'un système à écoulement vertical, doit être vérifié régulièrement. Un nettoyage des conduites doit être effectué si requis. Si des zones d'eau stagnantes sont constatées, des corrections doivent être apportées. Dans le cas de lits de roseaux alimentés en alternance, il faut s'assurer que chaque lit reçoit à peu près la même quantité d'eaux usées.

L'état de la végétation doit être inspecté régulièrement. Des corrections doivent être apportées si certaines zones ne sont pas couvertes de plantes. Une attention particulière doit

être apportée pendant la période de plantation des plantes, surtout la première année. Certaines interventions peuvent être requises comme un rehaussement du niveau d'eau en surface pour enrayer les plantes non désirées ou une baisse du niveau pour favoriser une bonne croissance des racines en profondeur. Il est souhaitable que la reprise des plantes et leur entretien pendant cette période soient assurés par l'entrepreneur responsable de la plantation. Il n'est généralement pas recommandé de faucher les plantes des marais. À long terme, la litière et les solides accumulés peuvent devoir être enlevés.

Le niveau d'eau dans les marais doit être vérifié régulièrement. Dans le cas des marais à écoulement horizontal sous la surface, il peut être requis de rehausser le niveau de sortie pour maintenir le niveau d'eau dans les marais en période prolongée de faible débit. À l'opposé, le niveau de sortie peut devoir être abaissé en période prolongée de débit élevé entraînant une accumulation d'eau en surface. En cas de perte de niveau d'eau dans des marais à écoulement horizontal, l'étanchéité doit être vérifiée et des corrections doivent être apportées s'il y a lieu.

Un entretien des digues (fauchage ou tonte) est recommandé. L'état des digues doit être vérifié afin d'apporter des corrections en cas d'érosion ou de bris par des petits animaux.

Il est de la responsabilité du concepteur de préparer un manuel d'exploitation pour permettre à l'exploitant de bien comprendre le fonctionnement du système, de l'informer sur les tâches d'entretien et leur fréquence ainsi que sur la gestion des plantes et du niveau d'eau.

SOMMAIRE – MARAIS ARTIFICIELS	
Types de marais – application	Tableau 5.1
Marais à écoulement en surface Traitement préalable Méthode de conception Hauteur d'eau Rapport longueur/largeur minimum Dispositif de sortie	Figure 5.2 Traitement secondaire Équations 5.1 à 5.3 ou équations 5.4 à 5.6 0,15 à 0,45 m 2:1 Ajustable à partir du fond jusqu'à une hauteur de 0,6 m
Marais à écoulement horizontal sous la surface Traitement préalable Méthode de conception Hauteur d'eau à l'entrée Épaisseur de milieu à l'entrée Milieu filtrant Longueur d'écoulement Dispositif d'entrée Dispositif de sortie	Figure 5.4 Fosse septique Lit de roseaux à écoulement vertical si effluent de fosse septique > 100 mg/L DBO ₅ Équation 5.7 ou équations 5.4 à 5.6 0,6 m 0,7 m Sable et gravier Conductivité hydraulique $\geq 10^{-1}$ cm/s Loi de Darcy Minimum 3,0 m Tranchée de pierre Tranchée de pierre et chambre d'ajustement du niveau (ajustable à partir du fond jusqu'à une hauteur de 0,2 m au-dessus du sol)
Lits de roseaux à écoulement vertical Traitement préalable Nombre d'unités en parallèle Alimentation Taux de charge hydraulique moyen Taux de charge hydraulique quotidien sur l'unité alimentée Taux de charge organique moyen	Figure 5.6 Fosse septique 4 Une unité à la fois en rotation 200 L/m ² .d 800 L/m ² .d 40 g DBO ₅ /m ² .d

Composition du lit (à partir du fond)	- 200 à 300 mm de pierre ≥ 10 mm ϕ - 500 à 700 mm de gravier filtrant ou pierre ≥ 5 mm ϕ et conductivité hydraulique entre 5×10^{-1} et 5 cm/s (milieu plus fin si 2^e et dernier stade) - 100 mm de sable de conductivité hydraulique entre 1×10^{-3} et 5×10^{-3} - vérification de la loi des filtres entre les couches
Systèmes hybrides	Lits de roseaux à écoulement vertical suivi de marais à écoulement horizontal sous la surface

6. LAGUNAGE

Le traitement des eaux usées par les procédés de lagunage se caractérise d'abord par sa grande simplicité. Une autre caractéristique importante est son grand pouvoir tampon face aux variations de charges organiques ou hydrauliques, en raison du temps de rétention hydraulique qui est beaucoup plus élevé que dans les autres procédés.

Il existe plusieurs types de procédés par lagunage. Ces procédés peuvent être :

- aérés mécaniquement ou non;
- aérobies, anaérobies ou facultatifs (zones aérobies et zones anaérobies);
- à décharge continue, à vidange périodique ou à rétention complète.

Les types de procédés par lagunage les plus usuels pour le traitement des eaux usées domestiques sont les étangs aérés facultatifs et les étangs non aérés facultatifs. Ces deux types de procédés sont expliqués plus en détail dans les sections suivantes.

Les étangs anaérobies sont fréquemment utilisés comme première étape de traitement d'eaux usées à forte charge organique. Les étangs aérés aérobies sont des étangs où l'on injecte suffisamment d'air et d'énergie de brassage pour maintenir les solides en suspension et assurer des conditions d'oxygène dissous en tout point. Ces derniers sont à plus court temps de rétention et sont aussi utilisés le plus souvent comme première étape de traitement lorsque les charges sont élevées. Les étangs à rétention complète ou étangs d'évaporation sont plutôt limités à des installations de faibles débits en climat aride où les taux d'évaporation sont élevés par rapport aux précipitations. Ces différents types d'étangs ne sont pas d'application courante pour le traitement des eaux usées domestiques au Québec et ne font pas l'objet du présent guide. Une étude cas par cas doit être faite s'il y a lieu, par exemple si un traitement conjoint d'eaux usées domestiques et industrielles justifie des solutions non standard.

6.1 ÉTANGS AÉRÉS FACULTATIFS

6.1.1 Caractéristiques

Les étangs aérés facultatifs sont constitués de bassins dans lesquels l'oxygénation est réalisée au moyen de diffuseurs d'air installés au fond des bassins ou d'aérateurs de surface. Les étangs sont en condition de mélange partiel, c'est-à-dire que l'énergie de brassage est insuffisante pour éviter des dépôts. Seule une partie des matières solides est maintenue en suspension. Une partie des matières en suspension décantent au fond des bassins, où elles constituent les boues qui entrent en digestion anaérobie. Les charges organiques appliquées et les matières organiques solubles provenant de la digestion des boues sont oxydées dans

les zones supérieures aérobies. Pour obtenir un effluent clarifié, il est nécessaire de prévoir une zone sans apport d'air à la fin du dernier étang ou un dernier étang non aéré.

Les étangs aérés facultatifs sont bien connus au Québec dans le domaine du traitement des eaux usées domestiques. Il s'agit en fait de la technologie la plus répandue dans le domaine municipal, où l'on compte environ 400 stations d'épuration de ce type. Elle est utilisée particulièrement dans les petites et moyennes agglomérations pour des débits de 100 m³/d et plus, mais aussi dans un certain nombre de grandes agglomérations. L'utilisation plus récente de bassins à parois verticales et le remplacement de digues intérieures par des membranes séparatrices à l'intérieur des bassins permettent maintenant d'adapter cette technologie pour traiter des débits plus faibles.

Les figures 6.1 à 6.3 illustrent des aménagements d'étangs aérés facultatifs.

6.1.2 Traitement préalable

De façon générale, aucun équipement de prétraitement n'est requis pour les petites stations d'épuration de type étangs aérés. Les eaux usées brutes sont acheminées directement dans le premier bassin. Des problèmes de fonctionnement de certains équipements d'aération installés à la surface des étangs ont été constatés dans le passé (voir la section 6.1.3). L'ingénieur doit s'assurer que les équipements d'aération utilisés sont compatibles avec le traitement d'eaux usées sans dégrillage ou il doit inclure les équipements nécessaires, le cas échéant.

Un dégrillage en amont des étangs aérés peut être considéré pour des stations de moyenne capacité (plus de 2 000 m³/d). Il a pour but de réduire la quantité de résidus à la surface et sur les rives des étangs et de minimiser la présence de déchets, laquelle est peu souhaitable dans les boues susceptibles d'être valorisées. La pertinence du système de dégrillage est alors évaluée cas par cas par l'ingénieur en fonction de divers facteurs spécifiques au projet, comme la présence d'un réseau d'égouts unitaires ou d'apports industriels. Il est généralement requis pour des stations de grande capacité (plus de 10 000 m³/d).

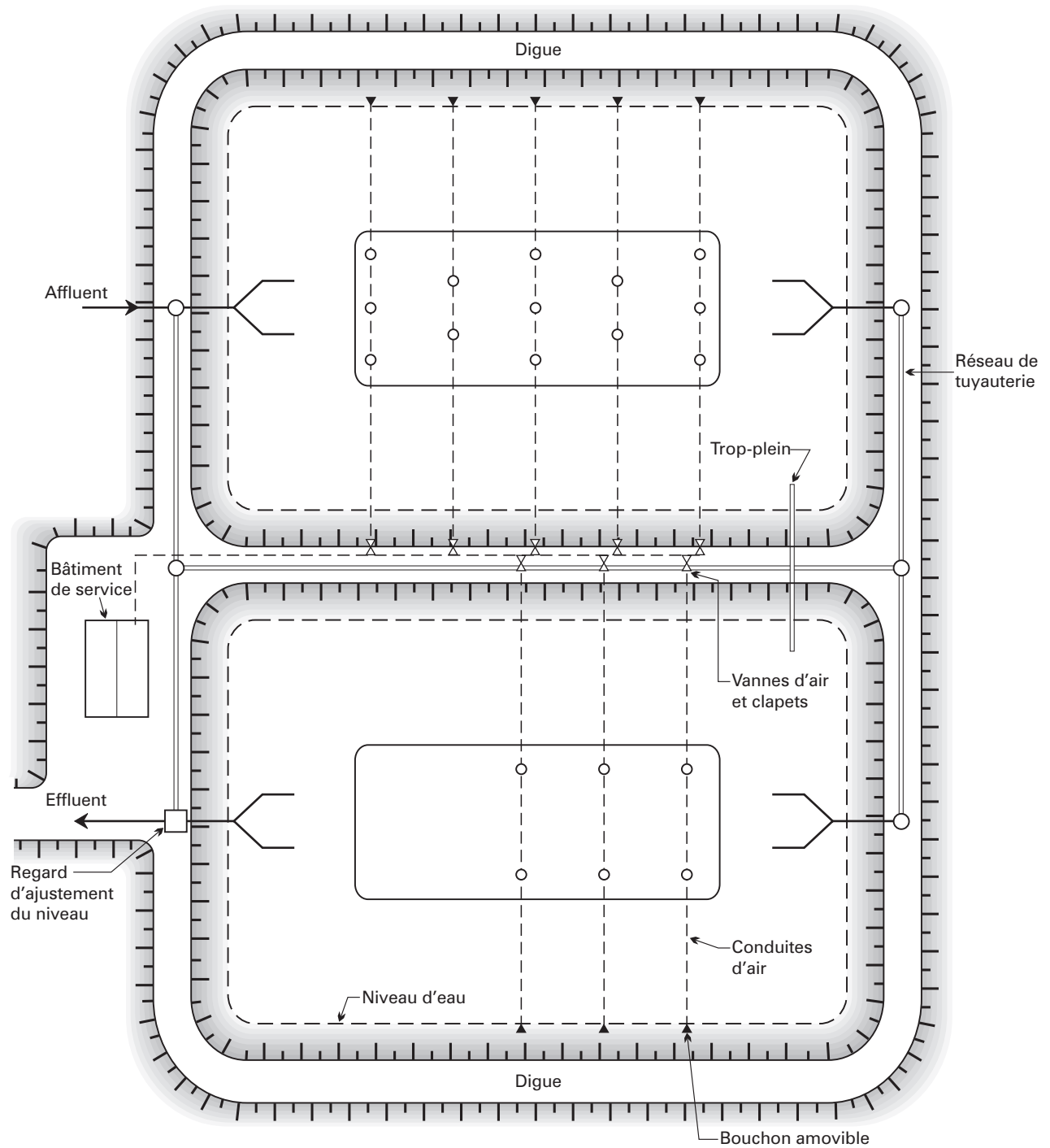


Figure 6.1 Vue en plan d'étangs aérés facultatifs conventionnels

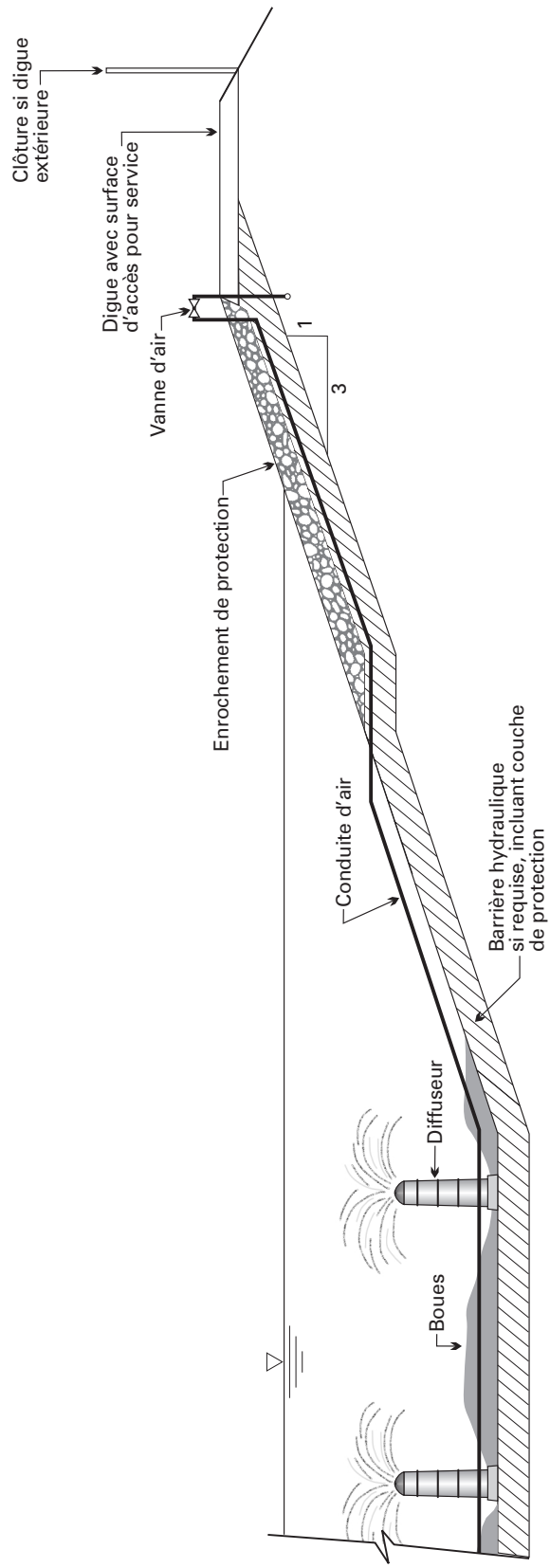


Figure 6.2 Coupe d'étang aéré facultatif conventionnel

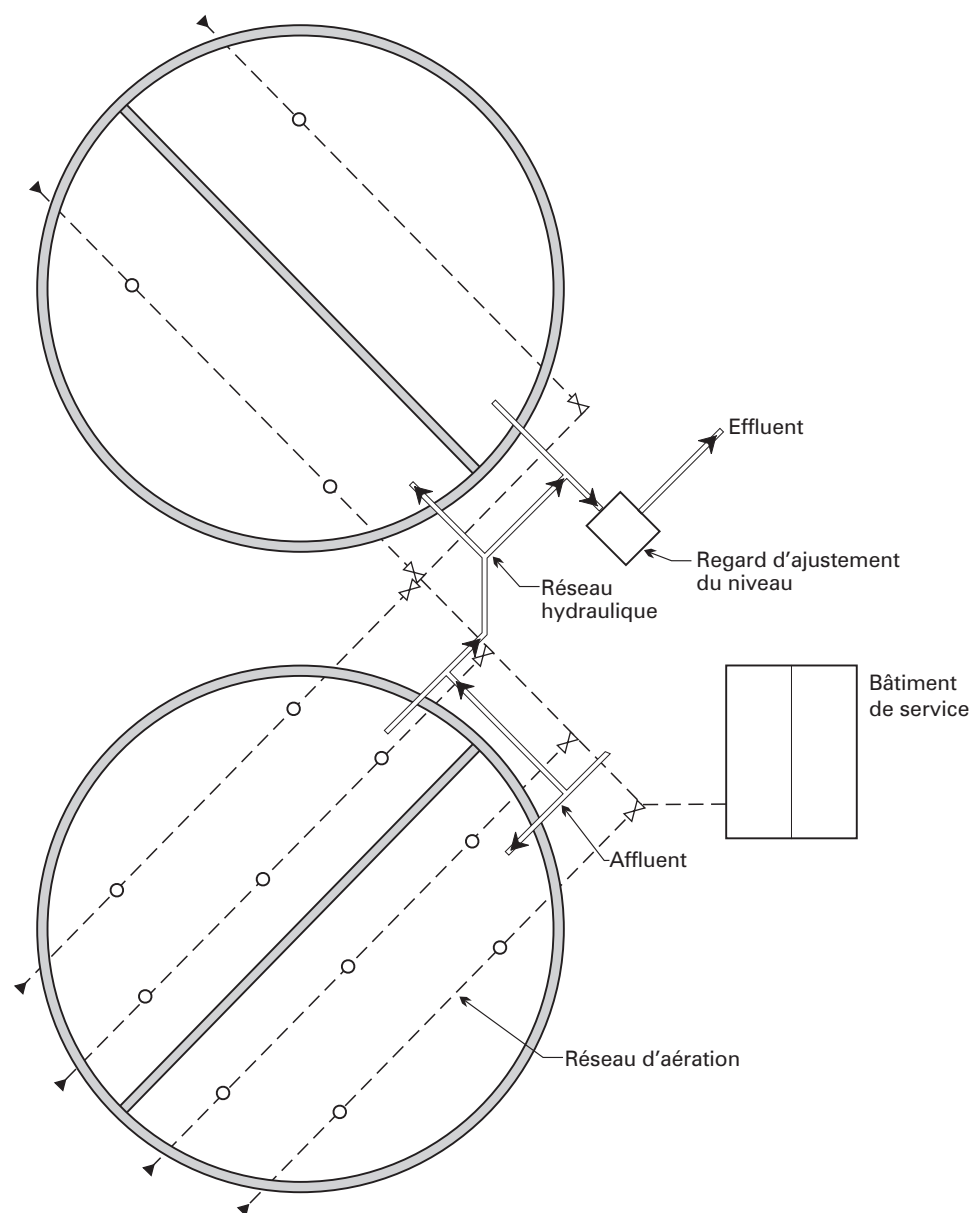


Figure 6.3 Étangs aérés facultatifs à parois verticales en béton

6.1.3 Critères de conception

Nombre d'étangs

Il est reconnu que pour un temps de rétention total donné, le rendement augmente avec le nombre de cellules en série, du moins jusqu'à un total de quatre cellules. Dans les très grandes installations où la capacité requise nécessite l'établissement de plus de quatre étangs, on considère alors deux séries d'étangs ou plus en parallèle.

La réalisation d'au moins deux étangs en série est privilégiée pour les petites stations. L'un des étangs ou les deux peuvent être séparés au moyen d'un mur rideau de façon à obtenir trois ou quatre cellules, permettant ainsi d'augmenter le rendement sans devoir augmenter le temps de rétention.

L'aménagement d'un seul étang séparé en deux ou trois cellules au moyen d'un ou deux murs rideaux n'est pas recommandé parce qu'il nécessite une mise hors service de toute la station si l'étang doit être vidangé pour une réparation. Un aménagement de ce genre peut toutefois être toléré pour les très petites installations, par exemple de l'ordre de 50 m³/d et moins sauf en présence d'un milieu très sensible où un déversement temporaire en cas de vidange ne pourrait être accepté.

Temps de rétention

Le volume des étangs aérés facultatifs est établi sur la base d'un calcul de l'enlèvement de la DBO₅ en fonction du temps de rétention hydraulique. Divers modèles mathématiques ont été élaborés à cette fin. Le modèle utilisé au Québec depuis le début du programme québécois d'assainissement des eaux est celui développé par W.W. Eckenfelder. Ce modèle s'exprime de la façon suivante :

$$\frac{Se}{So} = \frac{1}{1 + K_e t} \times F.C. \quad (6.1)$$

où	Se	=	DBO ₅ à l'effluent, mg/L
	So	=	DBO ₅ à l'affluent, mg/L
	K _e	=	taux d'enlèvement de la DBO ₅ , d ⁻¹
	t	=	temps de rétention, d
	F.C.	=	facteur de correction pour tenir compte de la DBO provenant des produits de la décomposition anaérobie qui s'effectue au fond de l'étang

Le rapport Se/So doit être calculé pour chacun des étangs d'un système de plusieurs étangs en série. Pour le premier étang, Se devient Se₁. Pour le deuxième étang, So devient Se₁ et Se devient Se₂ et ainsi de suite.

Le facteur de correction F.C. s'applique seulement au premier étang pour une série de deux étangs, et seulement au premier et au deuxième étangs pour une série de trois étangs ou plus, à cause de l'importance plus grande des dépôts sujets à une décomposition anaérobie dans les premiers bassins. Les valeurs de F.C. utilisées sont de 1,2 pour les conditions d'été et de 1,05 pour les conditions d'hiver.

La valeur de K_e dépend de la nature des eaux usées et de la température. La valeur de K_e recommandée au Québec pour les eaux usées domestiques est de $0,37 \text{ d}^{-1}$ à 20°C . L'ingénieur peut utiliser une autre valeur de K_e s'il peut la justifier au moyen d'essais en laboratoire effectués avec l'eau usée à traiter. La valeur de K_e à la température T peut être établie au moyen de l'équation suivante :

$$K_e(T) = K_e(20^\circ \text{C}) \times \theta^{(T-20)} \quad (6.2)$$

où T = température de l'eau dans l'étang, $^\circ\text{C}$
 $K_e(T)$ = valeur de K_e à la température T
 $K_e(20^\circ\text{C})$ = valeur de K_e à 20°C
 θ = coefficient de température

La valeur de θ recommandée pour évaluer l'effet de la température pour les eaux usées domestiques au Québec est de 1,07. La température des eaux usées dans les étangs retenues pour le calcul du coefficient K_e utilisé pour en effectuer la conception sont de 16°C pour l'été, $0,5^\circ\text{C}$ pour l'hiver et 4°C pour le printemps et l'automne.

Le volume requis, calculé à partir du modèle mathématique ci-dessus, doit être majoré d'au moins 15 % pour tenir compte du volume occupé par l'accumulation des boues au fond des étangs ainsi que pour la formation d'un couvert de glace à la surface l'hiver. Pour les petits étangs de capacité inférieure à $500 \text{ m}^3/\text{d}$, un facteur de majoration allant jusqu'à 30 % peut être appliqué pour réduire la fréquence de vidange des boues.

Par ailleurs, même si le traitement par étangs aérés facultatifs n'est pas en soi une méthode de désinfection, il est bien connu que les micro-organismes entériques humains survivent difficilement dans un environnement de ce genre. Plus le temps de rétention dans les étangs est long, plus l'élimination est grande.

Dans les cas où une exigence de rejet en coliformes fécaux s'applique, il faut vérifier, en plus du temps de rétention requis pour l'enlèvement de la DBO_5 , si le temps de rétention est suffisant pour permettre d'atteindre la concentration visée de coliformes fécaux à l'effluent. L'approche proposée pour établir le temps de rétention requis est basée sur une étude des résultats disponibles provenant de 135 stations municipales existantes au Québec pour l'année 1993 et de 148 stations pour l'année 1994 (Laurin, 1995). À partir de ces résultats, les temps de rétention recommandés en fonction du nombre de cellules et

du rendement visé en coliformes fécaux à l'effluent sont présentés au tableau 6.1. Le temps de rétention indiqué correspond au volume avant majoration pour l'accumulation de boues.

Tableau 6.1 Coliformes fécaux à l'effluent des étangs aérés

Période de l'année et temps de rétention hydraulique (jours)	Nombre de cellules	
	2	3 et plus
	Concentration en coliformes fécaux (UFC/100 mL)	
1 ^{er} mai au 31 octobre		
15 ≤ t < 20	10 000	5 000
20 ≤ t < 25	5 000	2 000
t ≥ 25	2 000	1 000
1 ^{er} novembre au 30 avril		
t ≥ 15	50 000	20 000

Si un enlèvement du phosphore est requis, cette exigence n'a généralement pas d'incidence sur la détermination du temps de rétention requis. L'approche courante consiste alors à ajouter un dosage de produits chimiques. La déphosphatation est traitée dans la section 8.1.

Système d'aération

Dans les étangs aérés facultatifs, le système d'aération doit fournir une quantité d'oxygène suffisante pour satisfaire aux demandes carbonée et azotée dans chaque étang pour chaque condition particulière d'alimentation en tenant compte des diverses formes d'activités biologiques qui se produisent dans les étangs. Il doit aussi assurer une dispersion adéquate de l'oxygène dissous. Pour ce faire, une concentration minimale d'oxygène dissous de 2 mg/L doit être maintenue en tout temps partout dans les étangs sauf dans la couche de boues déposées.

Les besoins réels en oxygène doivent d'abord être calculés.

La demande carbonée est déduite du modèle d'Eckenfelder en calculant la DBO₅ enlevée, alors que la demande azotée est établie en fonction de la charge en NH₄ appliquée, c'est-à-dire, en supposant 100 % de nitrification de l'azote ammoniacal. Les taux d'oxygène à fournir sont les suivants :

- demande carbonée :
 - été (20 °C) : 2,25 kg d'O₂/kg de DBO₅ enlevée;

- hiver (0,5 °C) : 1,5 kg d'O₂/kg de DBO₅ enlevée;
- demande azotée :
 - été (20 °C) : 6,0 kg d'O₂/kg de N-NH₄ appliqué.

Pour fins de calcul de la répartition de la demande en oxygène entre les étangs lors de la conception, il est recommandé de calculer la demande carbonée dans chaque cellule à partir de l'équation d'Eckenfelder avec les volumes liquides indiqués ci-après, et sans tenir compte des facteurs de correction pour la décomposition des boues de 1,2 en été et de 1,05 en hiver :

- été : volume liquide total incluant la majoration pour les boues et glaces;
- hiver : volume liquide total moins 6 % pour tenir compte de la couche de glace.

La répartition de la demande azotée est plus difficile à prédire mais peut être estimée à partir du rapport DBO₅/N-NTK, présenté au tableau 6.2, tiré de Metcalf & Eddy Inc. (1991).

Tableau 6.2 Pourcentage de nitrification en fonction du rapport DBO₅/NTK

Rapport DBO ₅ /NTK	Pourcentage de nitrification
0	100
0,5	35
1	21
2	12
3	8,3
4	6,4
5	5,4
6	4,3
7	3,7
8	3,3
9	2,9

Il est de mise de vérifier si le système d'aération est assez flexible pour répondre à certaines conditions extrêmes comme la reprise printanière, les conditions de débit de nappe basse avec une température de 25 °C en été et les conditions de demande réduite à 1,0 kg d'O₂/kg de DBO₅ en hiver.

Pour déterminer le nombre et la capacité des appareils d'aération, il faut, après avoir calculé les besoins en oxygène aux conditions réelles (AOR) tel qu'indiqué ci-dessus, calculer les besoins en oxygène équivalents aux conditions standard (SOR) (eau claire à 20 °C) puisque la capacité des appareils est définie et vérifiée aux conditions standard. La capacité de

transfert d'oxygène des appareils d'aération en conditions réelles (OTR_F) peut aussi être déterminée par rapport à sa capacité aux conditions standard (SOTR). Le rapport entre les conditions réelles et les conditions standard est établi à l'aide de l'équation de Shell :

$$\frac{AOR}{SOR} = \frac{OTR_F}{SOTR} = \alpha F \theta^{(T-20)} \frac{(\beta C_{SW} - C_L)}{C_{SS}} \quad (6.3)$$

où	AOR	=	demande en oxygène aux conditions réelles (kg O ₂ /h)
	OTR _F	=	taux de transfert d'oxygène de l'appareil d'aération aux conditions réelles (kg O ₂ /h)
	SOR	=	demande en oxygène aux conditions standard (kg O ₂ /h)
	SOTR	=	Taux de transfert d'oxygène de l'appareil d'aération aux conditions standard (kg O ₂ /h)
	α	=	facteur de correction pour la nature de l'eau et le type d'équipement
	F	=	facteur de correction pour la perte d'efficacité (valeur fournie par le manufacturier, généralement comprise entre 0,8 et 1,0)
	θ	=	coefficient de température de l'eau (valeur de 1,024 normalement utilisée)
	T	=	température de l'eau (°C)
	β	=	facteur de correction de la concentration d'oxygène dissous à saturation pour la nature de l'eau
	C _{SW}	=	concentration de l'oxygène dissous à saturation dans l'eau de procédé, corrigée pour la température, la pression barométrique et la profondeur (mg/L)
	C _L	=	concentration d'oxygène dissous à maintenir dans le liquide (mg/L) (généralement 2,0 mg/L)
	C _{SS}	=	concentration d'oxygène dissous à saturation en eau claire aux conditions standard, corrigée pour la profondeur (mg/L)

Les concentrations C_{SW} et C_{SS} sont calculées à l'aide des équations de Shell suivantes :

$$C_{SW} = C_{ST} \frac{(P_b + 9,78 \text{ DWD } f)}{P_s} \quad (6.4)$$

$$C_{SS} = C_{s20} \frac{(P_s + 9,78 \text{ DWD } f)}{P_s} \quad (6.5)$$

où	C _{ST}	=	concentration d'oxygène dissous à saturation en eau claire pour une température donnée et une pression de 1 atmosphère ou 101,3 kPa (mg/L)
----	-----------------	---	--

C_{S20}	=	concentration d'oxygène dissous à saturation en eau claire pour une température de 20 °C et une pression de 1 atmosphère (mg/L) ($C_{S20} = 9,092$ mg/L)
P_b	=	pression barométrique (kPa)
P_s	=	pression standard (kPa) ($P_s = 101,3$ kPa)
DWD	=	profondeur de relâche des bulles d'air (m)
f	=	facteur de profondeur effective (valeur fournie par le manufacturier généralement comprise entre 0,2 et 0,4)

Les valeurs des facteurs de correction α et β sont les suivantes :

- Facteur α
 - Systèmes à moyennes ou grosses bulles : de 0,75 pour la première cellule à 0,90 pour la dernière cellule
 - Systèmes à fines bulles : de 0,60 pour la première cellule à 0,90 pour la dernière cellule

Note : S'il y a plus de deux étangs (ou cellules) en série, on fixe une valeur intermédiaire. Par exemple, la valeur serait de 0,825 pour un système à moyennes ou grosses bulles dans l'étang 2 s'il y a trois étangs. S'il y a 4 étangs, la valeur pour un système à moyennes ou grosses bulles serait respectivement de 0,80 et 0,85 pour les étangs 2 et 3. On procède de la même façon pour un système à fines bulles.

- Facteur β
0,95 minimum pour toutes les cellules.

Le nombre d'appareils requis pour satisfaire les besoins d'oxygénation est obtenu en divisant la valeur SOR d'un étang par la valeur SOTR de l'appareil ou en divisant la valeur AOR de l'étang par celle de OTR_F de l'appareil.

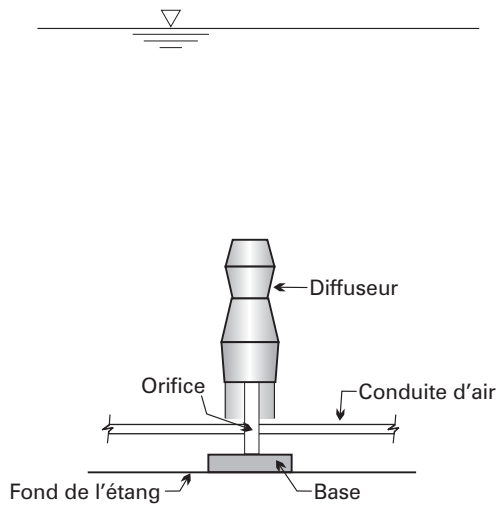
Le taux de transfert d'oxygène aux conditions standard des appareils d'aération doit résulter d'essais de rendement en eau claire suivant la procédure correspondant à des conditions de mélange complet définie par l'ASCE en 1984 et révisée en 1992 (*A Standard for the Measurement of Oxygen Transfer in Clean Water*). Dans des étangs aérés facultatifs où l'intensité de mélange est fortement réduite, un facteur de 90 % doit être appliqué aux valeurs des taux de transfert d'oxygène des appareils d'aération utilisés.

Le type de système d'aération le plus utilisé dans les étangs aérés facultatifs au Québec est un système constitué de soufflantes qui alimentent des conduites d'air munies d'orifices placées dans les bassins. Les orifices sont surmontés de diffuseurs, ou tubes statiques, dans lesquels se crée un effet de pompage par entraînement d'air favorisant la diffusion et le transfert de l'oxygène (figure 6.4 a).

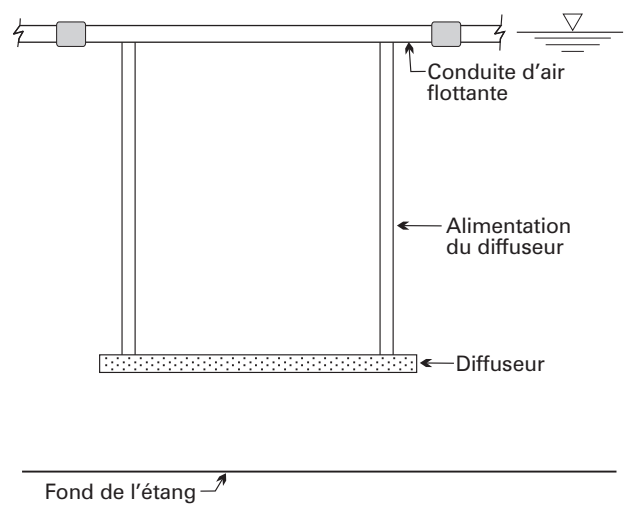
Un système qui a été utilisé dans quelques installations est composé de conduites de distribution d'air munies de flotteurs en surface des étangs. Des diffuseurs poreux à membrane tubulaire flexible sont suspendus et raccordés à ces conduites de distribution flottantes (figure 6.4 b). La dispersion de l'oxygène est assurée par le mouvement des conduites flottantes et des diffuseurs qui y sont suspendus.

Quelques installations ont également été réalisées avec des aérateurs de surface. Deux types d'aérateurs de surface ont été utilisés. L'un de ces systèmes consiste en un aérateur monté sur flotteur et muni d'une hélice submergée, entraînée par un moteur électrique situé hors de l'eau, qui induit un débit d'air atmosphérique sous la surface de l'eau (figure 6.4 c). L'autre système est constitué de jets auto-aspirants montés sur flotteurs ou sur une rampe et alimentés en eaux usées au moyen d'une pompe submersible (figure 6.4 d). Des problèmes encourus dans les premières installations ont mené à une étude réalisée à l'intérieur du programme québécois d'assainissement des eaux pour chacun de ces types de système d'aération (Roche, 1992a et 1992b). Les recommandations formulées dans les études doivent être prises en considération lors de la conception de systèmes d'aération de ce genre.

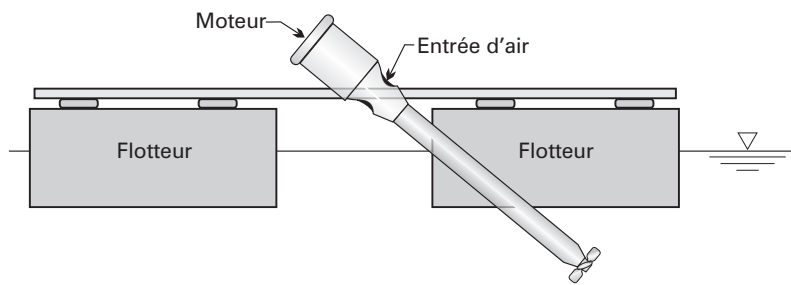
Parmi les éléments importants à tenir compte pour les aérateurs de surface, mentionnons les appareils qui doivent être installés de façon stable pour ne pas renverser. Il faut s'assurer qu'ils sont accessibles en toute sécurité pour en assurer l'entretien et qu'ils peuvent être sortis des bassins pour y effectuer des réparations majeures. Il faut prévoir au moins deux appareils par étang de façon à éviter un arrêt complet de l'aération de l'étang en cas de panne. Un système de dégrillage doit être prévu en amont des étangs si ces appareils d'aération sont prévus dans le premier étang. Ils doivent être munis de câbles chauffants pour permettre la remise en marche des aérateurs à la suite d'une panne de courant prolongée en hiver. Dans le cas des aérateurs à hélice, il est recommandé d'utiliser des moteurs de 5,6 kW (7,5 HP) ou plus compte tenu des problèmes plus fréquents qui surviennent dans les petites unités. Dans le cas des jets auto-aspirants, la pompe doit être appropriée au type d'installation et aux conditions d'exploitation prévues.



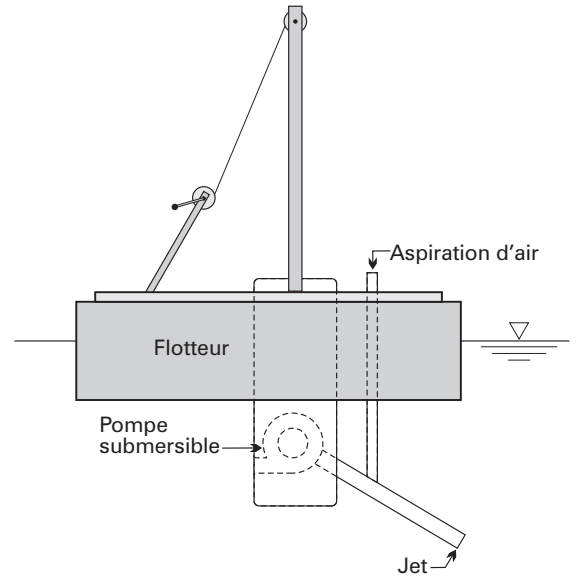
a) Tubes statiques appuyés au fond du bassin



b) Diffuseurs poreux attachés à une conduite d'air flottante



c) Aérateur à hélice



d) Jet auto-aspirant

Figure 6.4 Systèmes d'aération

Quelques recommandations générales s'appliquent à tous les types de systèmes d'aération. Une alimentation étagée est privilégiée dans le premier étang, surtout pour de grands bassins allongés dans la mesure où elle ne nécessite pas un surdimensionnement des équipements. On doit viser l'optimisation énergétique et favoriser l'utilisation optimale des plages d'exploitation des équipements d'aération, par exemple en prévoyant la fermeture possible de certaines composantes lorsque la demande en oxygène est plus faible.

Il est important de s'assurer que les équipements d'aération sont placés de façon à maintenir une zone tranquille dans la partie aval du dernier étang, qui servent de zone de sédimentation. Les dimensions de cette zone sont établies en cherchant le meilleur compromis entre une zone suffisamment grande pour permettre une bonne sédimentation tout en évitant une zone trop grande qui pourrait favoriser une formation excessive d'algues ou un manque d'oxygène. Cette zone peut représenter un volume de l'ordre d'environ 2 jours de rétention et ne dépasse généralement pas 3 à 4 jours.

Géométrie

La profondeur d'eau dans les étangs aérés facultatifs se situe généralement entre 3 et 5 m, les profondeurs les plus grandes étant utilisées surtout pour les grandes installations.

Lorsque les étangs sont construits en terre, ce qui est le cas pour la majorité des installations, les berges intérieures ainsi que les côtés extérieurs des digues ont une pente de 3 H:1 V. La revanche typique au-dessus du niveau d'eau est de 1 m. Une bande de protection d'une largeur d'au moins 3 m est requise sur la paroi intérieure des étangs, dans la zone où se situe la surface du plan d'eau, afin de minimiser l'érosion. Certains auteurs recommandent des bassins de forme plutôt rectangulaire mais il n'existe pas de critères standard de rapport longueur/largeur. La largeur au fond des bassins doit être suffisante pour permettre de placer adéquatement les appareils d'aération. Les coins des bassins sont légèrement arrondis. Le fond doit être de niveau. Ceci est particulièrement important lorsque le système d'aération est constitué de conduites de distribution au fond des bassins avec des orifices, afin d'avoir une hauteur d'eau constante au-dessus des orifices et permettre une répartition uniforme de l'air.

L'équation permettant de calculer le volume d'eau d'un étang peut s'écrire de différentes façons, selon qu'elle est exprimée par rapport aux dimensions au niveau du plan d'eau ou celles au fond de l'étang. Celle proposée par Reed *et al.* s'écrit de la façon suivante :

$$V = [L W + (L - 2 s d) (W - 2 s d) + 4 (L - s d) (W - s d)] \frac{d}{6} \quad (6.6)$$

où V = volume d'eau, m³
 L = Longueur au plan d'eau, m
 W = Largeur au plan d'eau, m

d	=	Profondeur d'eau, m
s	=	Pente des berges (s = 3 pour 3 H:1 V)

Pour des faibles débits, il devient difficile d'aménager des étangs avec les pentes et la profondeur d'eau requises tout en maintenant une superficie suffisante par rapport aux systèmes d'aération. Le principe des étangs aérés a été adapté en utilisant des bassins à parois verticales, le plus souvent en béton. Ces étangs à parois verticales peuvent prendre diverses formes. Des installations municipales de l'ordre de 50 à 150 m³/d ont été réalisées avec des bassins circulaires divisés en 2 ou en 3. Une installation de plus faible capacité, soit de l'ordre de 25 m³/d, a été réalisée récemment avec un bassin rectangulaire en béton divisé en 3. Tel qu'il est mentionné dans le guide sur les étangs aérés non conventionnels (Consultants BPR, 1992), le principe des étangs aérés peut s'appliquer à des débits encore plus faibles en choisissant une configuration géométrique et des équipements en conséquence.

Pour des étangs de faible superficie, où l'action du vent est moins significative, une revanche de hauteur moindre, par exemple réduite à 0,6 m plutôt que 1 m, peut être acceptable, comme c'est souvent le cas dans les stations mécanisées, sous réserve de vérifier le profil hydraulique à débit maximal soutenu.

Alimentation des étangs, collecte de l'effluent et transfert entre les étangs

Dans les grands étangs, l'alimentation des étangs ainsi que la collecte de l'effluent se font généralement en deux ou trois points pour assurer une meilleure répartition du débit et minimiser les risques d'écoulement préférentiel. Dans les petits étangs, il est acceptable de ne prévoir qu'une conduite d'entrée et une conduite de sortie. La conduite d'entrée doit alors diriger les eaux vers une zone agitée par le système d'aération pour favoriser sa répartition. La sortie doit être le plus loin possible de l'entrée et la sortie du dernier bassin doit être située dans une zone tranquille. Le regard de sortie doit être muni d'un déversoir ajustable permettant de faire varier le niveau d'eau de même que d'une vanne pour contourner le déversoir en cas de vidange.

Dans un système d'étangs en série, des conduites de contournement de chaque étang sont normalement prévues de façon à pouvoir maintenir un certain niveau de traitement s'il est nécessaire de vidanger l'un des étangs. Pour des raisons d'économie, les petites stations de type étangs aérés peuvent être acceptées sans conduites de contournement sauf en présence d'un milieu très sensible susceptible de subir des dommages importants même en cas de déversement temporaire. Une solution envisageable pour de petites stations en milieu sensible peut être de s'assurer de pouvoir installer une dérivation temporaire par pompage en cas de vidange d'un étang.

La tuyauterie des étangs doit permettre de cheminer les eaux usées en période de débit maximal sans entraîner de refoulement ou de rehaussement excessif du niveau de l'eau. Il

faut s'assurer de l'étanchéité de la paroi autour des conduites d'entrée et de sortie de chaque étang. Il faut aussi s'assurer qu'il n'y ait pas de problèmes d'érosion autour des conduites d'entrée et de sortie des étangs. Des conduites de trop-plein d'urgence sont généralement installées entre le niveau d'eau normal et le sommet des digues.

6.1.4 Rendement

Le rendement attendu en DBO₅ pour les étangs aérés est calculé à l'aide du modèle mathématique présenté à la section 6.1.3. Pour uniformiser les exigences de rejet, les étangs aérés sont classés en trois niveaux de rendement en fonction du nombre d'étangs en série et du temps de rétention total avant majoration pour l'accumulation des boues et la formation d'un couvert de glace. Ces niveaux de rendement sont présentés au tableau 6.3.

Tableau 6.3 Niveaux de rendement en DBO₅ des étangs aérés

Niveau de rendement	Nombre d'étangs en série			
	1 étang	2 étangs	3 étangs	4 étangs
	Temps de rétention en jours			
I	16 et plus	13 à 19	12 à 16	11 à 15
II	--	20 à 27	17 à 24	16 à 22
III	--	28 et plus	25 et plus	23 et plus

Les exigences de rejet typiques en DBO₅ pour chaque niveau de rendement sont présentées au tableau 6.4.

Tableau 6.4 Exigences de rejet en DBO₅ pour les étangs aérés

Niveau de rendement	Période	Concentration moyenne ou pourcentage de rendement ⁽¹⁾
I	Année	30 mg/L ou 65 %
	Été (01-07 – 30-09)	25 mg/L ou 80 %
	Hiver (01-01 – 31-03)	30 mg/L ou 60 %
II	Année	25 mg/L ou 75 %
	Été (01-07 – 30-09)	20 mg/L ou 85 %
	Hiver (01-01 – 31-03)	25 mg/L ou 70 %
III	Année	20 mg/L ou 85 %
	Été (01-07 – 30-09)	15 mg/L ou 90 %
	Hiver (01-01 – 31-03)	20 mg/L ou 80 %

Note 1 : Le pourcentage de rendement s'applique lorsque la concentration à l'effluent n'est pas respectée en raison d'une concentration trop élevée à l'affluent.

Selon les données publiées par le ministère de l'Environnement pour l'année 1994 (MENV, 1997), le rendement moyen annuel global en DBO₅ pour l'ensemble des stations de type étangs aérés est meilleur que le rendement requis en vertu des exigences de rejet. Les résultats de suivi de 231 stations de type étangs aérés, tous niveaux de rendement confondus, indiquent une concentration moyenne de l'ordre de 12 mg/L et un pourcentage d'enlèvement moyen de 87 %. Les données de suivi reçues par le ministère de l'Environnement pour les années plus récentes montrent un rendement du même ordre de grandeur.

Il n'y a généralement pas d'exigences de rejet en MES pour les stations de type étangs aérés parce que la formation d'algues peut rendre difficile le respect des exigences à certaines périodes de l'année sans nécessairement créer de nuisances pour le milieu. Le rendement moyen annuel global en MES des stations de type étangs aérés, selon les données de suivi de 231 stations d'épuration municipales en 1994, indique une concentration moyenne de l'ordre de 12 mg/L et un pourcentage d'enlèvement moyen de 88 %.

Les niveaux de rendement pour le rabattement des coliformes fécaux sont ceux indiqués au tableau 6.1. Tel que mentionné par Laurin (1995), les résultats recueillis indiquent généralement un rendement meilleur que celui fixé dans le tableau.

Des exigences de rejet en phosphore ne sont fixées que dans les cas où il y a ajout de produits chimiques pour l'enlèvement du phosphore (voir la section 8.1).

6.1.5 Installation

Étude du site

L'étude du site revêt une grande importance dans l'élaboration d'un projet de traitement d'eaux usées au moyen d'étangs aérés. En plus de la topographie et d'autres caractéristiques générales du site de même que des caractéristiques des lieux environnants, la conception et les conditions d'installation des étangs nécessitent des études géotechniques adéquates et suffisamment documentées.

Les études géotechniques doivent permettre de déterminer les risques d'instabilité, la position et les risques de contamination de l'aquifère, le potentiel de réutilisation des sols pour construire les digues comme barrière d'étanchéité, les difficultés de construction, le niveau d'établissement des bassins et le système de drainage requis s'il y a lieu. Elles doivent répondre aux besoins liés à la conception optimale des ouvrages et à la planification de la construction. Un rapport intitulé *Aspects géotechniques des étangs pour l'épuration des eaux usées municipales* (Bouchard et al., 1995) traite de façon détaillée des aspects liés à la géotechnique des étangs, tant en ce qui concerne les études à effectuer que l'imperméabilisation, les coupes types de digues et d'autres aspects de ce genre.

Étanchéité

Les étangs aérés sont le plus souvent constitués de bassins en terre construits à même le sol, avec ou sans ajout d'une membrane d'étanchéité, et ne sont pas parfaitement étanches. Une certaine quantité d'eaux usées s'exfiltrent et pénètrent dans les sols naturels périphériques. L'étanchéité devrait au départ être suffisante pour permettre de maintenir un niveau d'eau permettant d'exploiter adéquatement le système d'aération. Il faut aussi tenir compte du risque de nuisances par les exfiltrations lorsque vient le temps de décider si un système d'étanchéité est requis et, le cas échéant, pour en fixer le rendement.

Le choix du degré d'étanchéité à retenir pour un projet donné dépend de son contexte environnant, soit :

- des conditions hydrogéologiques associées à l'utilisation de l'aquifère pour des fins d'approvisionnement;
- des risques de perturbation des activités périphériques causés par la remontée de la nappe;
- des problèmes potentiels de stabilité résultant de résurgences;
- de la protection des équipements.

Le premier de ces éléments concerne les étangs situés en milieu sensible, c'est-à-dire là où il y a risque de contamination d'un aquifère. Les autres éléments s'appliquent en milieu non sensible, c'est-à-dire là où les risques de contamination sont nuls ou complètement maîtrisés. Le degré d'étanchéité requis, ou le taux d'exfiltration acceptable pour un projet donné, peut être déterminé à partir du tableau 6.5 (Bouchard *et al.*, 1995), qui résume les recommandations relatives à chaque situation, et de la figure 6.5.

L'abaque de la figure 6.5 prend en considération la conductivité hydraulique des sols traversés par les exfiltrations, la distance de filtration ainsi que la capacité du système. Il tient compte d'un gradient hydraulique de 0,02 ainsi que de l'effet de la dilution et d'autres mécanismes d'atténuation des contaminants par les sols. La ligne pointillée correspond à la relation entre la distance de filtration et la conductivité hydraulique pour un temps de transport de 60 jours. Une étude plus détaillée peut être requise en considérant les facteurs particuliers d'un projet tels la dimension de l'aquifère, la concentration naturelle en oxygène dissous dans cet aquifère, le gradient hydraulique local ou d'autres facteurs. Dans le cas où un ouvrage de captage d'eau de consommation peut être affecté, l'imperméabilisation doit être suffisante pour assurer un temps de transfert d'au moins 550 jours.

A- RISQUES DE CONTAMINATION POUVANT RÉDUIRE OU COMPROMETTRE LE POTENTIEL D'EXPLOITATION D'UN AQUIFÈRE (MILIEU SENSIBLE)	
Site d'étangs : situé dans la zone d'alimentation d'un aquifère représentant la <u>seule source d'approvisionnement</u> en eau (situation rare au Québec).	Site d'étangs : situé dans la zone d'alimentation d'un aquifère.
RECOMMANDATIONS	RECOMMANDATIONS
- Autant que possible, déplacer les étangs en dehors de la zone d'alimentation; - Sinon, prévoir un système sécuritaire (double membrane ou membrane composite) accompagné, au besoin, d'équipements de surveillance de la qualité des eaux sous les bassins.	Étanchéité à définir avec la figure 6.5 ou en fonction des conditions particulières du projet : - caractéristiques des eaux exfiltrées; - quantité d'exfiltration; - protection naturelle de l'aquifère et trajectoire de parcours; - capacité d'atténuation par les sols de percolation; - dilution; - dans les cas où les exfiltrations sont assez grandes, vérifier, en plus, que les recommandations en B sont aussi respectées.
B- RISQUES DE CONTAMINATION NULS OU COMPLÈTEMENT MAÎTRISÉS (MILIEU NON SENSIBLE)	
- Absence d'aquifère exploitable dans un rayon de 2,0 km; - Aquifère naturel pollué (normes excédées); - Aquifère sacrifié (alimentation remplacée par aqueduc); - Aquifère protégé par la présence d'une formation géologique; - Gradient naturel favorisant la résurgence des exfiltrations vers le réseau hydrographique de surface dans un rayon acceptable.	
RECOMMANDATIONS	
Étanchéité à définir en fonction des conditions particulières du projet, à savoir :	
- Risques de perturbation des activités périphériques (ex. agriculture); modéliser la remontée de nappe provoquée par les exfiltrations ou prévoir un drain régissant le niveau d'eau en pied extérieur des digues; - Risques de problèmes de stabilité des pentes environnantes, des berges d'un cours d'eau ou des pentes extérieures des digues: choisir une étanchéité pour que les débits de fuite ne causent pas de problème de résurgence provoquant l'instabilité, ou prévoir un système de drainage superficiel dans les zones visées; - Risques de bris des équipements d'aération submergés en cas d'arrêt des pompes d'alimentation en hiver (baisse trop rapide du couvert de glace). Dans les cas où un système d'aération par équipements flottants est utilisé, cette recommandation ne s'applique pas.	

Tableau 6.5 Description des différents contextes régissant le degré d'étanchéité des étangs (Bouchard *et al.*, 1995)

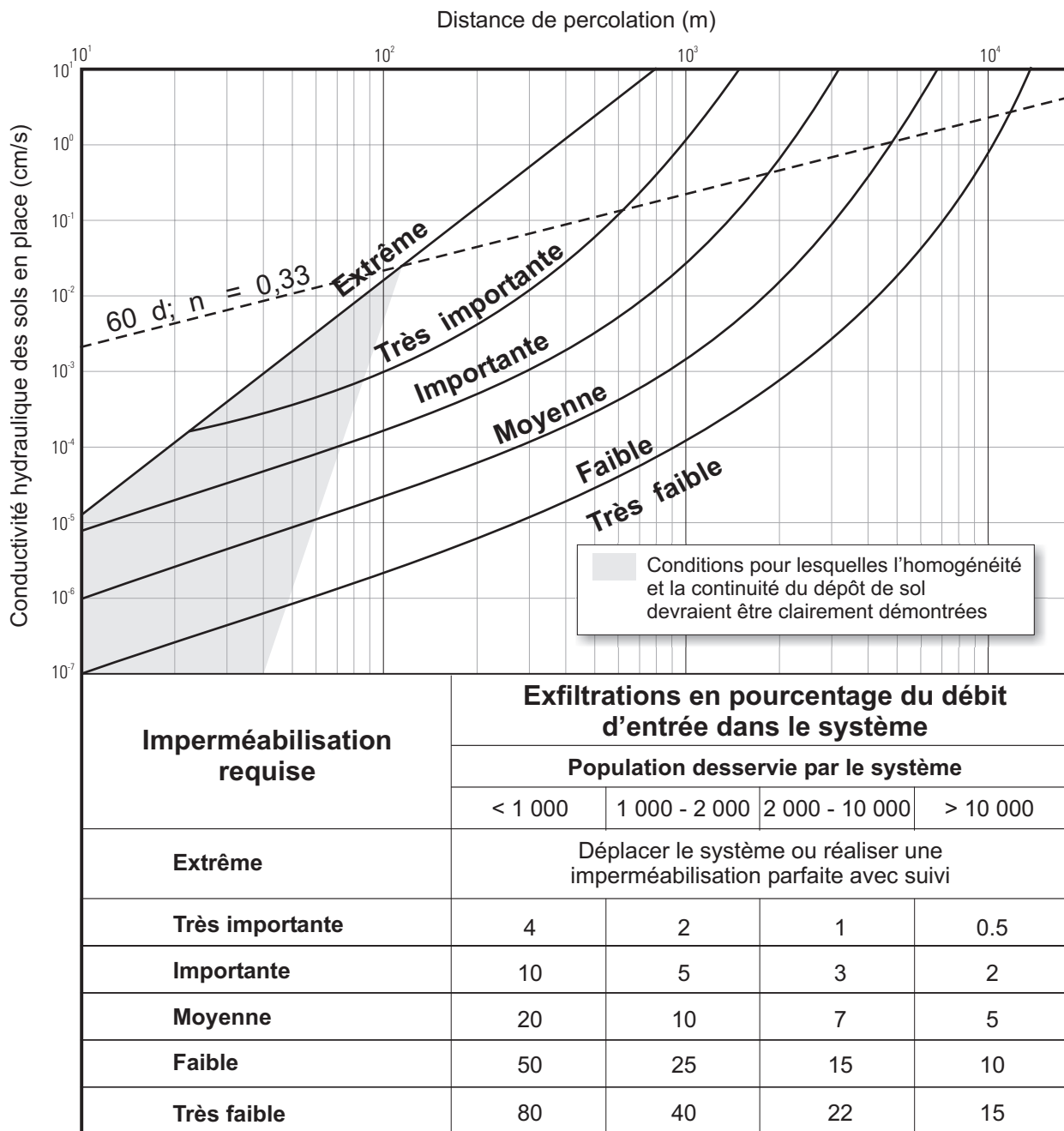


Figure 6.5

Degré d'imperméabilisation des étangs en fonction de la conductivité hydraulique et de la distance de percolation dans les sols naturels lorsque les étangs sont situés dans la zone d'alimentation d'un aquifère (milieu sensible) (Marchand *et al.*, 1993)

Lorsque le degré d'étanchéité est fixé, la barrière hydraulique doit être conçue de façon à respecter le taux d'exfiltration jugé acceptable. Différents types de barrières hydrauliques peuvent être utilisés. Tel qu'indiqué précédemment, les étangs peuvent être établis directement en excavation dans le sol en place lorsqu'il s'agit d'un sol peu perméable, en s'assurant que l'épaisseur de sol peu perméable est suffisante pour atteindre les objectifs d'étanchéité visés. Une digue homogène peut aussi servir de barrière hydraulique s'il y a suffisamment de sols disponibles qui sont à la fois peu perméables, homogènes et stables. Si la quantité de sols peu perméables est moindre, une digue à noyau imperméable peut être utilisée. Dans d'autres cas, il peut être requis d'ajouter des barrières hydrauliques telles que des membranes argilo-silteuses, des membranes en sol-bentonite, des membranes bentonite-géosynthétiques ou des géomembranes. Des couches de support et de recouvrement de la membrane peuvent être requises ainsi qu'un système de drainage. Dans les petits étangs à parois verticales en béton, le béton agit comme barrière hydraulique. L'étude de Bouchard *et al.* (1995) contient des renseignements plus détaillés sur le calcul et la conception des barrières hydrauliques.

Accès au site

Les étangs doivent être entourés d'une clôture servant à limiter l'accès aux ouvrages de traitement des eaux usées. Il s'agit généralement d'une clôture de type sentinelle d'une hauteur de 1,8 mètres posée sur le côté extérieur de la digue. La barrière doit être cadenassée. Des panneaux d'avertissement doivent indiquer la nature des installations et en interdire l'accès.

6.1.6 Exploitation

Un suivi de la qualité de l'effluent doit être effectué conformément aux exigences pour un projet standard prévues à l'annexe 4 du *Guide de présentation des demandes d'autorisation pour les systèmes de traitement des eaux usées d'origine domestique*.

Les principaux éléments à considérer pour l'exploitation et l'entretien des étangs aérés sont les équipements d'aération, la tuyauterie, les ouvrages de génie civil et l'état des lieux en général.

Le système d'aération comporte des équipements mécaniques, qu'il s'agisse de surpresseurs ou d'aérateurs de surface, qui nécessitent un entretien régulier. Des vérifications régulières des vannes, clapets ou autres sont requises. L'exploitant doit vérifier régulièrement le bon fonctionnement général du système d'aération par une inspection visuelle des zones de brassage dans chaque bassin. Il doit aussi procéder à des mesures d'oxygène dissous à l'effluent et dans chaque bassin et ajuster le débit d'air s'il y a lieu. La présence d'odeurs doit être notée et des vérifications doivent alors être faites afin d'y remédier.

L'état et le fonctionnement des vannes, déversoirs ou autres composantes du réseau de tuyauterie d'eaux usées des étangs doivent être vérifiés. Des observations régulières du niveau d'eau dans les étangs sous diverses conditions de débits, comparativement au profil hydraulique prévu à la conception, peuvent permettre de déceler des problèmes reliés au réseau de tuyauterie.

L'exploitant doit vérifier visuellement la stabilité des talus et digues des étangs, l'occurrence de suintement à l'extérieur des digues, toute fissure ou déplacement de la membrane, toute trace d'érosion ainsi que tout affaissement du sol autour de regards et structures. Il faut s'assurer que les structures n'ont pas été affectées ou déplacées par le gel ou le dégel. Toute baisse anormale du niveau d'eau doit être signalée. Si les étangs sont munis d'un système de drainage de la nappe, l'exutoire doit être inspecté.

L'exploitation comprend aussi l'entretien général des lieux et la lutte contre la prolifération de la végétation sur les digues. Si un bâtiment abrite des équipements d'aération, il faut entre autres s'assurer du bon fonctionnement de la ventilation.

L'exploitant doit procéder à des mesures d'accumulation des boues au moins une fois par trois ans. Lorsque le volume de boues représente au moins 10 % du volume de l'étang ou que le niveau des boues se situe à un mètre ou moins sous le radier de la conduite de sortie, le niveau des boues doit alors être mesuré tous les ans. Les mesures doivent être effectuées à divers points répartis dans les bassins et en particulier dans la zone de décantation du dernier bassin. Le nombre de points de mesure recommandés est de 12 pour les étangs dont la surface au fond est inférieure à 2 000 m², de 15 lorsqu'elle se situe de 2 000 à 5 000 m² et de 24 lorsqu'elle est supérieure à 5 000 m².

La qualité des boues doit être analysée tous les 3 ans et pendant l'année précédant une vidange. Si la valorisation agricole ou sylvicole est envisagée, il doit y avoir deux échantillonnages dans l'année précédant la vidange alors qu'un seul échantillonnage est requis pour l'enfouissement sanitaire. Un échantillonnage est constitué d'au moins cinq prélèvements répartis à l'intérieur d'un bassin et homogénéisés pour obtenir un échantillon unique représentatif du bassin. Les paramètres à analyser sont les matières totales et les matières volatiles totales en mg/L, l'azote Kjeldahl, l'azote ammoniacal, les nitrites-nitrates, le phosphore total, le potassium, le calcium, le magnésium, l'aluminium, l'arsenic, le bore, le cadmium, le cobalt, le chrome, le cuivre, le fer, le manganèse, le mercure, le molybdène, le nickel, le plomb, le sélénium, le zinc et les BPC en mg/Kg de matière sèche ainsi que le pH. Lors d'une vidange de boues, il faut noter le volume de boues évacuées, le nom du transporteur et le lieu d'élimination. Si les boues doivent être déshydratées et acheminées vers un lieu d'enfouissement sanitaire, la siccité doit être déterminée.

Il est de la responsabilité du concepteur de préparer un manuel d'exploitation pour permettre à l'exploitant de bien comprendre le fonctionnement du système et de l'informer sur les tâches à accomplir et la fréquence associée à ces tâches.

SOMMAIRE – ÉTANGS AÉRÉS FACULTATIFS	
Temps de rétention Enlèvement de la DBO Rabattement des coliformes fécaux	Équations 6.1 et 6.2 Tableau 6.1
Aération Besoins en oxygène demande carbonée été (20 °C) hiver demande azotée été (20 °C) Nombre d'appareils et capacité	2,25 kg O ₂ /kg DBO ₅ enlevée 1,5 kg O ₂ /kg DBO ₅ enlevée 6,0 kg O ₂ /kg N-NH ₄ appliqué Équations 6.3 à 6.5
Géométrie Pente des berges Profondeur d'eau Revanche	3 H:1 V (sauf si parois verticales) 3 à 5 m 1 m
Étanchéité	Tableau 6.5 et figure 6.5 Temps de transfert de 550 jours si ouvrage de captage d'eau de consommation

6.2 ÉTANGS NON AÉRÉS FACULTATIFS

6.2.1 Caractéristiques

Les étangs non aérés utilisés pour le traitement des eaux usées domestiques sont généralement des étangs facultatifs. Ils sont constitués de grands bassins en terre de profondeur moindre que les étangs aérés. La couche supérieure de l'eau est aérobie, sauf en période de couvert de glace. L'oxygénation se fait de façon naturelle au contact de l'atmosphère et surtout par les algues qui produisent de l'oxygène par photosynthèse. La couche inférieure est anaérobie. Entre ces deux couches se trouve une zone intermédiaire facultative avec des conditions aérobies et anaérobies pouvant varier dans le temps et dans l'espace. Ces couches ne sont pas toujours bien définies, surtout lorsque des mouvements verticaux sont induits par des courants de densité à certaines périodes de l'année. Les matières décantables s'accumulent au fond des étangs, surtout dans le premier bassin, et forment une couche de boues dans la zone anaérobie.

Il s'agit d'une technologie simple et rustique qui existe depuis longtemps au Québec, où l'on compte plus d'une vingtaine de stations de ce type desservant des petites municipalités. Elle est largement utilisée aussi ailleurs dans le monde, notamment aux États-Unis où il y a des milliers d'installations.

6.2.2 Traitement préalable

Les eaux usées sont généralement acheminées directement dans les étangs non aérés sans prétraitement.

6.2.3 Critères de conception

Approche de base

Plusieurs méthodes empiriques faisant appel à des modèles plus ou moins complexes ont été proposées dans la littérature. Ces modèles peuvent constituer une approche satisfaisante mais leur utilisation est limitée par la difficulté à déterminer les valeurs des coefficients ainsi que les conditions hydrauliques comme le taux de mélange dans les bassins.

L'approche préconisée consiste à déterminer la superficie minimale requise en se basant sur le taux de charge organique appliqué par unité de surface. Ce taux est établi de façon empirique en fonction de la littérature. Les taux de charge maximaux recommandés sont les suivants :

- 22 kg DBO₅/ha.d par rapport à la superficie totale des étangs;
- 30 kg DBO₅/ha.d par rapport à la superficie du premier bassin, ou des premiers bassins s'il y a plus d'un bassin en parallèle en première étape de traitement.

Pour des installations en milieu nordique, le taux de charge global doit être réduit de 22 à 12 kg DBO₅/ha.d.

Pour déterminer le volume requis ainsi que la profondeur des étangs, il faut tenir compte du mode d'exploitation. Puisqu'il n'y a aucun apport d'oxygène dans les étangs aérés en hiver à cause du couvert de glace, l'effluent qui serait déversé pendant cette période pourrait être toxique en raison de son contenu en sulfures d'hydrogène et en azote ammoniacal. De façon générale, il ne doit pas y avoir de déversement d'effluent des étangs non aérés en hiver, du début de la prise des glaces jusqu'à au moins deux semaines, et de préférence trois semaines, après la disparition complète du couvert de glace. Il faut donc s'assurer de disposer d'un volume disponible suffisant pour permettre l'accumulation des eaux usées pendant cette période.

Compte tenu qu'un volume important doit ainsi être prévu pour l'hiver, il est souvent avantageux de profiter de ce volume disponible et d'accumuler aussi les eaux usées l'été en période d'étiage, où la dilution de l'effluent dans le cours d'eau est faible, ou lors des périodes pendant lesquelles la protection du milieu et des usages est plus contraignante. Les étangs non aérés sont alors exploités en accumulant les eaux usées dans les bassins sauf pendant deux périodes de vidange, l'une au printemps et l'autre à l'automne. Dans certains cas, un déversement continu peut être accepté pendant la période estivale, en autant que les contraintes du milieu aquatique s'y prêtent. Cette approche peut permettre de limiter le volume de bassins requis, surtout si les débits prévus en été sont sensiblement supérieurs à ceux prévus en hiver.

Systèmes avec accumulation en été et en hiver et vidange deux fois par an

Le système comporte généralement au moins deux bassins pouvant être exploités en parallèle ou en série. L'affluent peut être acheminé dans l'un ou l'autre des bassins ou les deux. Chaque bassin est muni d'un dispositif d'ajustement du niveau à la sortie permettant un ajustement du niveau minimal à la suite d'une vidange jusqu'au niveau maximal d'accumulation.

La hauteur d'eau minimum à la fin d'une vidange ne doit jamais être inférieure à 0,3 m, hauteur qui correspond au niveau minimum auquel peut être installée la conduite de sortie de façon à prévenir l'entraînement des boues accumulées au fond. Lors de la vidange d'automne, il est recommandé de maintenir un niveau inférieur se situant à 0,1 m au-dessus de la couronne de la conduite de sortie pour prévenir les problèmes de bris lors de la prise de la glace, soit de l'ordre de 0,5 à 0,6 m. La hauteur d'eau maximale est ensuite déterminée en tenant compte des périodes de l'année où la vidange est permise de façon à s'assurer d'avoir un volume tampon suffisant pour pouvoir accumuler toutes les eaux usées entre ces périodes. Le niveau maximal d'accumulation généralement recommandé dans la littérature se situe entre 1,8 et 2,4 m. Si la superficie minimum préalablement déterminée sur la base

du taux de charge organique ne permet pas un volume d'accumulation suffisant à l'intérieur d'une telle gamme de hauteur d'eau, la superficie des bassins doit être agrandie.

Systèmes à déversement continu en été et accumulation en hiver

Si un déversement continu est prévu pendant l'été, un système de trois bassins en série est préconisé, en respectant les taux maximaux de charge organique mentionnés précédemment. La hauteur d'eau est abaissée au printemps jusqu'à une hauteur optimale d'exploitation pour la période à déversement continu. Cette hauteur d'eau doit être suffisante pour empêcher la prolifération des végétaux. Par contre, une hauteur d'eau trop grande entraînerait une zone anaérobie importante parce que l'oxygène est produit principalement par les algues et est limité par la profondeur de pénétration de la lumière. La hauteur d'eau recommandée est de l'ordre de 1,2 à 1,8 m. Le temps de rétention total recommandé est d'au moins 60 jours.

Géométrie

La pente typique des berges est de 3 H:1 V. La hauteur de revanche recommandée au-dessus du niveau d'eau maximal est d'au moins 0,6 m. La largeur des digues au sommet est d'au moins 2,4 m et de préférence de 3,0 m. Comme dans le cas des étangs aérés, les parois intérieures doivent être protégées contre l'érosion.

La forme des étangs peut varier d'un cas à l'autre en tenant compte de la configuration du site. En général, il est préférable que le premier d'une série de bassins ou les bassins fonctionnant avec accumulation des eaux usées et déversement deux fois par an aient une forme plus carrée pour favoriser une répartition de la charge sur toute la superficie. Pour les derniers bassins d'une série d'étangs à déversement continu, une forme plus allongée favorisant un écoulement en piston peut être utilisée. Dans le cas des bassins de forme rectangulaire, il est souhaitable d'orienter la plus grande dimension perpendiculairement à la direction des vents dominants.

Dans le premier bassin d'un système d'étangs en série ou dans chaque bassin recevant directement l'affluent, une fosse ou zone plus profonde peut être aménagée dans la partie amont afin de recueillir le sable et les solides facilement décantables.

Alimentation des étangs et collecte de l'effluent

Une alimentation à points multiples favorise une meilleure répartition de l'affluent qu'une conduite d'alimentation unique. Si les étangs sont munis de fosses pour recevoir les solides facilement décantables, l'affluent doit être dirigé vers ces fosses. La sortie doit être localisée le plus loin possible de l'entrée. Elle doit être placée à au moins 0,3 m au-dessus du fond. Un dispositif permettant l'ajustement du niveau d'eau sur toute la gamme de niveaux d'exploitation prévue est requis à la sortie de chaque bassin. Il doit permettre de limiter le

débit lors de la vidange de façon à éviter l'entraînement des matières déposées au fond des étangs et à assurer l'intégrité physique des ouvrages.

6.2.4 Rendement

Les systèmes d'étangs non aérés conçus pour accumuler les eaux usées en hiver et en été avec deux périodes de déversement par année, soit au printemps et à l'automne, sont généralement assujettis à des exigences d'exploitation plutôt qu'à des exigences de rejet. Ces exigences fixent les périodes de l'année pendant lesquelles un déversement est permis. Ces périodes sont déterminées pour chaque projet en tenant compte des contraintes de protection du milieu aquatique mais aussi de la période du couvert de glace.

La concentration typique en DBO₅ à l'effluent d'un système d'étangs non aérés est de l'ordre de moins de 20 jusqu'à 40 mg/L (Ross *et al.*, 1981, U.S. EPA, 1992, Crites et Tchobanoglous, 1998, WEF-ASCE, 1998). La concentration en MES, selon les mêmes références est de l'ordre de moins de 20 jusqu'à 100 mg/L, les valeurs les plus élevées se trouvant en périodes de plus forte production d'algues.

L'examen des résultats obtenus dans des installations réalisées à l'intérieur du programme d'assainissement des eaux du Québec montre que le rendement réel est souvent meilleur que celui prévu dans la littérature.

Les étangs non aérés permettent un rabattement significatif du taux de coliformes fécaux. Des données recueillies sur quelques installations au Québec en 1990 montraient un taux de coliformes fécaux à l'effluent dont la moyenne géométrique se situait entre 400 et 20 000 coliformes fécaux par 100 mL selon les installations. Ces résultats se comparent à ceux indiqués dans la littérature (Beier, WEF-ASCE, 1998).

6.2.5 Installation

Les aspects relatifs à la géotechnique et à l'étanchéité des bassins présentés pour les étangs aérés à la section 6.1.5 s'appliquent aussi aux étangs non aérés. Un système de drainage doit être installé au besoin pour assurer la stabilité des talus lors des vidanges saisonnières.

Les étangs non aérés sont généralement situés plus loin des habitations compte tenu qu'il n'est pas possible de maîtriser l'apport en oxygène et qu'il peut en résulter des odeurs à certaines périodes de l'année. Les distances recommandées peuvent aller de 60 m par rapport au bâtiment desservi dans le cas d'une installation privée (Saskatchewan, 1995) jusqu'à 600 m pour des installations municipales plus importantes. La distance la plus souvent recommandée dans la littérature est de 300 m (WEF-ASCE, 1998, Alberta Environmental Protection, 1996).

Comme dans le cas des étangs aérés, le site doit être clôturé avec une barrière cadenassée. La nature des installations et l'interdiction d'accès doivent être clairement affichées.

6.2.6 Exploitation

Le programme de suivi de projet standard spécifié à l'annexe 4 du *Guide de présentation des demandes d'autorisation pour les systèmes de traitement des eaux d'origine domestique* doit être adapté en fonction du mode d'exploitation des étangs. L'échantillonnage doit être fait au moins une fois par mois de déversement continu et au moins deux fois par période de vidange saisonnière. La vidange doit être faite à l'intérieur des périodes permises par le MENV et les périodes de début et de fin de vidange doivent être notées.

Le taux de vidange doit être réglé de façon à éviter l'entraînement des matières déposées au fond des étangs et à assurer l'intégrité physique des ouvrages. Les niveaux d'eau au début et à la fin des périodes de vidange ainsi que les volumes correspondants doivent être indiqués.

La stabilité des talus et des digues doit être vérifiée visuellement. Un entretien général des lieux et une limitation de la prolifération de la végétation sont nécessaires.

Les boues doivent être vidangées avant qu'elles n'atteignent le niveau du radier de la conduite de sortie.

Il est de la responsabilité du concepteur de préparer un manuel d'exploitation pour permettre à l'exploitant de bien comprendre le fonctionnement du système et de l'informer sur les tâches à accomplir et la fréquence associée à ces tâches. Le manuel doit entre autres indiquer les périodes de vidange, les niveaux d'exploitation, le débit maximal de vidange et les mesures à prendre pour ne pas dépasser ce débit.

SOMMAIRE – ÉTANGS NON AÉRÉS FACULTATIFS	
Taux maximal de charge organique sur la superficie totale sur le premier bassin	22 kg DBO ₅ /ha.d (12 kg DBO ₅ /ha.d en milieu nordique) 30 kg DBO ₅ /ha.d
Volume total des bassins exploitation à vidange périodique période à déversement continu	suffisant pour accumulation des eaux usées entre hauteur d'eau minimale et maximale 60 d minimum
Hauteur d'eau minimum à la fin de la vidange minimum l'automne maximum avant une vidange typique si déversement continu	0,3 m 0,1 m au-dessus de la couronne de la conduite de sortie 1,8 à 2,4 m 1,2 à 1,8 m
Géométrie Pente des berges Revanche	3 H:1 V au moins 0,6 m
Étanchéité (voir étangs aérés)	Tableau 6.5 et figure 6.5 Temps de transfert de 550 jours si ouvrage de captage d'eau de consommation

7. STATIONS MÉCANISÉES

Certains procédés conventionnels de traitement des eaux usées faisant appel à des stations compactes et mécanisées sont utilisés depuis longtemps, tant au Québec que partout dans le monde. C'est le cas notamment des systèmes de traitement par boues activées, des biodisques et des systèmes de traitement physico-chimique.

Ces procédés sont souvent conçus à partir de critères généraux reconnus depuis longtemps dans la littérature et qui ne sont pas spécifiques à un fournisseur d'une technologie. Plusieurs fournisseurs peuvent alors fournir des équipements ou composantes du procédé mais c'est l'ingénieur mandaté pour effectuer la conception de la station d'épuration qui assume la responsabilité de la conception et du bon fonctionnement du procédé dans son ensemble. L'ingénieur adapte la conception de la station d'épuration en fonction du contexte spécifique de chaque projet tout en respectant les principes de base et les critères généraux de conception déjà largement éprouvés.

Il n'est pas possible de prévoir en détail dans ce guide toutes les particularités des projets susceptibles d'être soumis au ministère de l'Environnement pour autorisation. Il s'agit de systèmes plus complexes appliqués généralement au traitement des eaux usées de villes de moyenne ou grande taille. Plusieurs variantes différentes peuvent être considérées et ces stations peuvent faire appel à beaucoup d'équipements différents. Les stations d'épuration des villes de moyenne ou grande taille sont pour la plupart en place de sorte que les projets soumis sont surtout des projets de modification de stations existantes plutôt que des nouvelles constructions. Les projets soumis peuvent donc varier sensiblement d'un cas à l'autre. Ce guide se limite donc à des principes élémentaires et des critères généraux de conception. Une étude détaillée est requise pour chaque projet.

Malgré l'approche définie ci-dessus, un fournisseur d'une variante spécifique d'une telle technologie, complète et bien définie, qui souhaite simplifier l'étude des projets qui peuvent être soumis au ministère de l'Environnement, peut soumettre une demande de classement de sa technologie en vertu de la procédure mise en place pour les nouvelles technologies.

Il en va de même pour d'autres procédés non abordés dans ce guide, comme les systèmes de biofiltration déjà éprouvés dans des grandes stations d'épuration municipales au Québec, qui sont considérés comme technologies conventionnelles et font l'objet d'une étude détaillée pour chaque cas. Le fournisseur peut aussi choisir d'effectuer une demande de classement.

Les stations mécanisées nécessitent généralement l'extraction régulière des boues en excès. La chaîne de traitement des boues peut comprendre plusieurs étapes : l'épaississement, l'emmagasinage des boues liquides, la digestion, le compostage, le conditionnement, la déshydratation, l'emmagasinage des boues déshydratées, le séchage et l'incinération.

L'élaboration des caractéristiques techniques de ces différentes fonctions dépasse largement le contexte du présent guide et le nombre de projets à analyser est restreint puisqu'il s'agit de procédés normalement utilisés pour des stations de moyenne ou grande taille. Chaque projet doit donc faire l'objet d'une analyse particulière en se basant sur la littérature (Metcalf & Eddy Inc., 1991, WEF-ASCE, 1998, U.S. EPA entre autres). Plusieurs procédés de traitement des boues génèrent des surnageants ou des filtrats qui sont retournés dans la chaîne liquide; il est important d'en tenir compte dans la conception de la station d'épuration.

Pour fins de valorisation, les boues doivent être stabilisées. Si elles sont destinées à l'enfouissement, une concentration minimale de 20 % de matières sèches est visée.

Pour les petites stations, la chaîne de boues peut se limiter à un bassin d'emmagasinement aéré. Les boues sont alors acheminées soit directement vers la valorisation, soit vers une autre station, ou elles peuvent être traitées, ou encore elles peuvent être traitées de façon périodique au moyen d'équipements mobiles.

7.1 BOUES ACTIVÉES

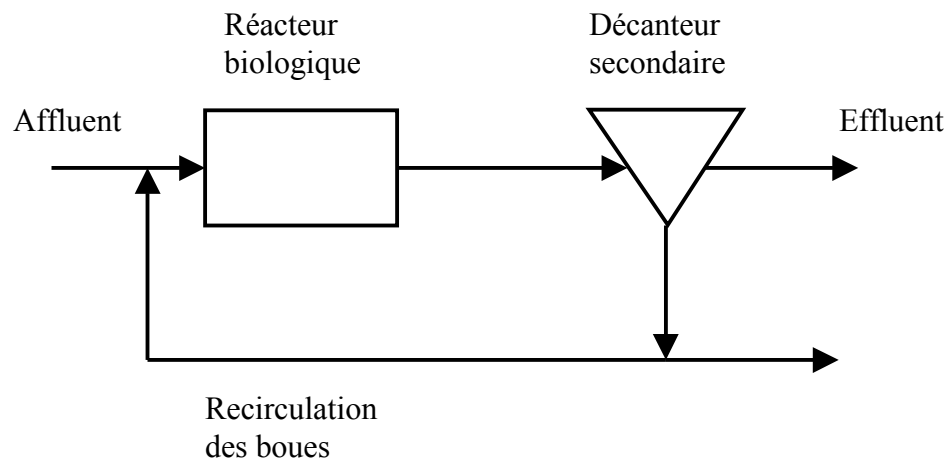
7.1.1 Caractéristiques générales

Le procédé de traitement par boues activées est un procédé de traitement biologique à culture en suspension. Il est constitué d'un réacteur biologique dans lequel les eaux usées sont mélangées avec une biomasse aérée et maintenue en suspension. Le substrat contenu dans les eaux usées sert de nourriture pour la multiplication et le développement des micro-organismes contenus dans la biomasse. La biomasse est ensuite séparée par décantation et une partie de cette biomasse est recyclée dans le réacteur. La biomasse excédentaire est extraite du système et constitue les boues secondaires. Les systèmes de boues activées sont le plus souvent conçus pour être exploités en mode continu avec un réacteur biologique, un décanteur secondaire et des équipements de retour des boues du décanteur vers le réacteur. Un schéma de procédé typique est montré à la figure 7.1. Ils peuvent aussi être conçus pour être exploités en mode séquentiel, une période étant réservée à la décantation directement dans le réacteur.

Le principe de traitement des eaux usées par boues activées est connu depuis le début du 20^e siècle. Ce procédé est répandu, tant au Québec qu'ailleurs dans le monde. On compte environ une quarantaine d'installations municipales au Québec qui traitent les eaux usées de plus de 700 000 personnes. Il y a plusieurs milliers d'installations aux États-Unis. Il existe de nombreuses variantes de systèmes de traitement par boues activées selon le mode d'écoulement et d'alimentation, le taux de charge ou autres. Les fossés d'oxydation et les réacteurs biologiques séquentiels sont inclus dans les boues activées.

Certaines variantes de boues activées sont conçues pour permettre un enlèvement biologique des nutriments soit par nitrification-dénitrification ou par enlèvement biologique du phosphore. Ces variantes sont plus complexes à concevoir et à exploiter et ne sont pas d'application courante au Québec. Ces options ne sont donc pas abordées dans le guide. Si des projets de ce genre sont soumis, ils doivent faire l'objet d'une étude particulière pour chaque cas.

Le choix des boues activées n'est pas recommandé pour des applications où les eaux usées sont diluées ou là où il y a des débits importants d'eaux parasites. Il en est de même pour des applications à usage irrégulier comportant des périodes de faibles charges ou d'absences de charges susceptibles d'entraîner une détérioration de la biomasse et un mauvais fonctionnement de la station. Bien que ce procédé soit applicable en théorie autant pour des petites stations que pour des grandes, il est relativement complexe à exploiter et fait appel à des connaissances pointues de microbiologie qui le rendent peu approprié pour les petites stations.



Figures 7.1 Schéma de procédé de boues activées

7.1.2 Traitement préalable

Les systèmes de traitement par boues activées doivent être précédés d'un dégrillage. Un dessablage peut être requis, particulièrement en présence d'un réseau d'égout unitaire. La chaîne de traitement peut aussi inclure un système de traitement primaire, surtout dans des grandes installations, avec un taux de charge hydraulique maximal de $60 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ au débit de pointe et muni d'un système d'extraction de boues.

7.1.3 Principes de base et critères de conception

Réacteur biologique

La conception d'un système de boues activées doit nécessairement être basée sur un bilan de masse qui tient compte de l'affluent, de l'effluent, des boues extraites et de la cinétique biologique dans le réacteur. Le volume des bassins d'aération doit être suffisant pour que le substrat ait le temps d'être transformé en biomasse. Cependant, il ne doit pas être trop grand, afin de pouvoir maintenir une concentration suffisante de biomasse dans les bassins tout en limitant l'âge des boues pour favoriser une qualité de biomasse propice à sa floculation et à sa décantation. Il faut s'assurer que la masse biologique pouvant être engendrée sous différentes conditions d'exploitation est suffisante compte tenu du volume de réacteur choisi. Une conception basée uniquement sur un temps de résidence hydraulique n'est pas acceptable.

Différents modèles cinétiques peuvent être utilisés pour effectuer les calculs. Un modèle qui a été largement utilisé est celui proposé par Lawrence et McCarty, en 1970 (Béland, 1984, Metcalf & Eddy Inc., 1991, WEF-ASCE, 1998). Des équations tirées de ce modèle sont présentées ci-après, en considérant que lorsque le réacteur est à l'équilibre, la masse biologique est constante.

$$\frac{Y_t Q (S_a - S_e)}{1000} - K_d M - \frac{M}{\theta_c} = 0 \quad (7.1)$$

$$M = VX \quad (7.2)$$

$$V = \frac{Y_t Q (S_a - S_e) \theta_c}{(1 + K_d \theta_c) X} \quad (7.3)$$

$$\theta_c = \frac{V X}{Q_B X_B + Q X_e} \quad (7.4)$$

$$K_d(T^\circ) = K_d(20^\circ \text{C}) \theta^{(T-20)} \quad (7.5)$$

$$P_x = \frac{Q (S_a - S_e) Y_t}{1000 (1 + K_d \theta_c)} \quad (7.6)$$

où M = masse biologique, kg MVS
 Y_t = coefficient de synthèse, kg MVS/kg DBO₅
 Q = débit d'eaux usées, m³/d

S_a	=	concentration de substrat à l'affluent, mg/L DBO ₅
S_e	=	concentration de substrat à l'effluent, mg/L DBO ₅
K_d	=	coefficient de respiration endogène, d ⁻¹
T	=	température, °C
$K_d(T)$	=	K_d à température T , d ⁻¹
$K_d(20\text{ °C})$	=	K_d à 20 °C, d ⁻¹
θ_c	=	âge des boues, d
X	=	concentration de la liqueur mixte, mg/L MVS
V	=	volume du réacteur, m ³
Q_B	=	volume de boues extraites par jour, m ³ /d
X_B	=	concentration de biomasse dans les boues extraites, mg/L MVS
X_e	=	concentration de biomasse à l'effluent, mg/L MVS
P_x	=	masse de boues produites (partie volatile), kg MVS/d
θ	=	coefficient de température

Le bilan ci-dessus porte uniquement sur les matières volatiles. Pour connaître la concentration ou la masse totale de solides en suspension dans le réacteur ainsi que la production de boues, il faut également effectuer un bilan des matières inertes en suspension, qui peut s'exprimer de la façon suivante lorsque le réacteur est à l'équilibre :

$$MI = Q \frac{(MESI_a - MESI_e)}{1000} \theta_c \quad (7.7)$$

$$PI = \frac{Q (MESI_a - MESI_e)}{1000} \quad (7.8)$$

$$PT = P_x + PI \quad (7.9)$$

où	MI	=	masse en solides inertes en suspension, kg
	PI	=	production de boues (partie inerte), kg/d
	$MESI_a$	=	solides inertes en suspension à l'affluent, mg/L
	$MESI_e$	=	solides inertes en suspension à l'effluent, mg/L
	PT	=	production de boues totales, kg/d

Des valeurs typiques des paramètres cinétiques et coefficients pour le traitement des eaux usées domestiques sont présentées ci-dessous :

Y_t	=	0,5 kg MVS/kg DBO ₅
$K_d(20\text{ °C})$	=	0,06 d ⁻¹
θ	=	1,04

Bien que le modèle de Lawrence et McCarthy soit une approximation acceptable pour le traitement des eaux usées domestiques, il ne tient pas compte de la partie non active des matières volatiles. Un modèle élaboré par Eckenfelder permet d'effectuer un calcul plus rigoureux en tenant compte de la fraction biodégradable des matières volatiles en suspension. Cette méthode a servi de base à la création d'un logiciel de simulation de bioréacteurs à boues activées (Desjardins, 1986). Des modèles plus sophistiqués ont été créés par l'International Association on Water Quality (IAWQ). Il s'agit des modèles IAWQ 1 et 2. Divers logiciels de calculs et de simulation dynamique de boues activées sont maintenant disponibles. Lors de l'utilisation de ces outils, le concepteur de la station doit apporter un soin particulier au calibrage des modèles et aux valeurs retenues pour les différents paramètres. Des références doivent être fournies à l'appui des modèles et paramètres utilisés.

Peu importe le modèle utilisé, certains facteurs doivent être pris en considération lors de la conception du bioréacteur. Il doit être conçu de façon à assurer la stabilité du rendement en fonction des diverses conditions d'alimentation. Il faut entre autres être en mesure de maintenir une concentration de liqueur mixte suffisante pour favoriser la floculation et la décantation de la biomasse. Une concentration d'au moins 2000 mg/L en MVS est recommandée dans la liqueur mixte. L'âge des boues visé à la conception doit également être choisi de façon à favoriser une qualité de biomasse qui offre de bonnes caractéristiques de décantation. Selon des références citées par Béland (1984), la valeur optimale de biopolymères dans la liqueur mixte est obtenue pour un âge de boues d'environ 20 jours. Il n'est généralement pas recommandé de dépasser 30 jours d'âge de boues.

Système d'aération

Les calculs du système d'aération sont basés sur les besoins en oxygène en conditions réelles, le taux de transfert d'oxygène en conditions standard des équipements considérés et le rapport entre le taux de transfert en conditions réelles et le taux de transfert en conditions standard. Il faut aussi s'assurer que les conditions de mélange sont suffisantes pour permettre une bonne répartition de l'oxygène dissous et maintenir les solides en suspension dans la liqueur mixte.

Les besoins en oxygène comprennent la demande carbonée et la demande azotée. Une façon courante de calculer la demande carbonée est de considérer la masse totale en DBO ultime utilisée et d'y soustraire la demande qui correspond aux micro-organismes contenus dans les boues extraites (Metcalf & Eddy Inc., 1991). La demande totale en oxygène en conditions réelles peut être exprimée au moyen de l'équation suivante :

$$O_2 = \frac{Q (S_a - S_e)}{1000} \frac{DBO_U}{DBO_5} - 1,42 P_x + \frac{4,57 Q (N_a - N_e)}{1000} \quad (7.10)$$

où	O_2	=	besoins en oxygène, kg/d
	DBO_U	=	concentration en DBO ultime, mg/L
	N_a	=	concentration en azote Kjeldahl à l'affluent, mg/L N-NTK
	N_e	=	concentration en azote Kjeldahl à l'effluent, mg/L N-NTK

Le rapport typique DBO_U/DBO_5 est de 1,47.

Un facteur de pointe d'au moins 2 est généralement appliqué à la charge en DBO pour calculer la capacité maximale du système d'aération. Un facteur plus élevé peut être requis en fonction de conditions particulières d'alimentation.

Plusieurs types d'équipements d'aération différents peuvent être utilisés, qu'il s'agisse de diffuseurs poreux, de diffuseurs non poreux, de jets, d'aérateurs mécaniques de surface ou autres. Peu importe les équipements considérés, le taux de transfert d'oxygène de ceux-ci doit être basé sur des résultats d'essais de rendement en condition standard conformément à la norme ASCE 1992.

Le rapport entre le taux de transfert en conditions standard et le taux de transfert en conditions réelles doit être établi, tel qu'indiqué pour les étangs aérés à la section 6. La concentration minimale en oxygène dissous à maintenir dans les bassins est de 2 mg/L en conditions moyennes et de 0,5 mg/L en conditions de pointe. Les valeurs du produit αF mesurées dans des stations municipales à diffuseurs poreux aux États-Unis s'étendaient entre 0,1 et 0,7 avec une moyenne d'environ 0,4. La capacité du système d'aération (débit d'air, puissance) pour satisfaire les besoins en oxygène peut alors être déterminée.

Le système d'aération doit être conçu de façon à pouvoir être ajusté en fonction des variations de la demande en oxygène.

En plus de prévoir les besoins en oxygène, il faut vérifier si la capacité du système d'aération est suffisante pour assurer des conditions adéquates de mélange dans les bassins. Les valeurs typiques citées à cette fin dans la littérature sont :

- 20 à 30 m^3 d'air/min.1000 m^3 pour un système de diffusion d'air entraînant un mouvement en spirale;
- 10 à 15 m^3 d'air/min.1000 m^3 pour un système de diffusion d'air réparti uniformément sur la superficie du bassin;
- 20 à 40 kW/1000 m^3 pour des aérateurs mécaniques.

Les caractéristiques du système d'aération doivent être précisées : puissance installée, nombre et type d'aérateurs s'il s'agit d'aérateurs mécaniques ou débit d'air, pression de service, nombre et type de soufflantes et de diffuseurs, réseau de distribution d'air s'il s'agit d'un système de diffusion. Dans ce dernier cas, les pertes de charge dans le réseau de distribution doivent être calculées. On doit prévoir une soufflante en attente. La tuyauterie

doit être conçue de telle sorte que les pertes de charge dans celle-ci sont relativement faibles comparativement aux pertes de charge dans les diffuseurs. Les diffuseurs doivent être facilement accessibles ou amovibles pour en permettre l'entretien.

Si des soufflantes qui alimentent les bassins d'aération doivent également fournir de l'air pour d'autres composantes de la station (bassins de boues ou autres), les besoins additionnels doivent être déterminés.

Décanteur secondaire

La biomasse produite dans le réacteur biologique est normalement séparée de l'effluent au moyen d'un décanteur par gravité, bien que dans certains cas cela peut se faire par flottation à air dissous ou encore par membrane dans certaines nouvelles technologies. Les principaux critères de conception d'un décanteur secondaire sont le taux de charge hydraulique à débit moyen et à débit maximal, le taux de charge massique, la profondeur minimale et le taux de débordement. Puisque les stations existantes de type boues activées au Québec sont souvent exploitées à des âges de boues relativement élevés et avec de faibles rapports substrats micro-organismes, les critères de décantation secondaire présentés sont ceux applicables dans des stations dites à aération prolongée. Des critères moins conservateurs sont définis dans la littérature pour des boues activées conventionnelles (Metcalf & Eddy Inc., 1991, WEF-ASCE, 1998) pour de grandes stations conçues pour fonctionner dans des conditions optimales de décantabilité. S'il s'agit de stations existantes, les critères de conception retenus doivent être validés en fonction des conditions réelles de concentration de liqueur mixte, d'indice de volume des boues et de taux de recirculation.

Les taux de charge hydraulique maximaux recommandés, par rapport au débit d'affluent de la station, sont les suivants :

- à Q moyen 8 à 16 m³/m².d;
- à Q maximal 24 à 36 m³/m².d.

Le taux de charge massique maximal recommandé est de 100 à 150 kg/m².d.

La profondeur minimum recommandée en périphérie est de 3,6 m. Bien qu'il n'y ait pas de relation précise d'établie entre la profondeur et les taux de charge, les taux de charge les plus faibles doivent être appliqués pour les décanteurs les moins profonds.

Les taux de débordement maximaux recommandés sont de 125 à 250 m³/d par mètre linéaire de déversoir, les valeurs les plus faibles étant recommandées pour les plus petits décanteurs. Pour des décanteurs circulaires, l'utilisation d'un déversoir périphérique est généralement acceptable. Pour des décanteurs rectangulaires, des déversoirs parallèles au sens de la longueur sur environ 25 à 30 % de la longueur et espacés de 3 m sont souvent utilisés.

Le dispositif d'entrée doit être conçu pour dissiper l'énergie, assurer une bonne distribution du débit, prévenir les courants de densité, éviter de perturber le voile de boues et favoriser la floculation. La vitesse d'entrée ne doit pas dépasser 0,6 m/s. Dans le cas d'un décanteur circulaire à alimentation centrale, le puits d'entrée occupe de 25 à 30 % du diamètre du décanteur.

Les décanteurs secondaires doivent être conçus de façon à permettre une bonne reprise des boues et empêcher que celles-ci séjournent trop longtemps dans le décanteur. Les décanteurs secondaires sont généralement munis de racleurs et peuvent être munis de conduites de succion. Dans le cas de petits décanteurs qui ne sont munis d'aucun dispositif mécanique, des pentes fortes d'au moins 50° à 60° sont recommandées pour prévenir les dépôts de boues.

Un dispositif de captage des matières flottantes et des écumes est requis. S'il s'agit d'un dispositif à entraînement mécanique, il doit pouvoir être mis hors service si requis en hiver.

Recirculation des boues

Les équipements de recirculation des boues doivent être conçus de façon à pouvoir en ajuster le débit en fonction des conditions d'exploitation. Les taux de recirculation doivent pouvoir être ajustables de 25 % jusqu'à 150 % ou 200 % par rapport au débit de l'affluent de la station.

Sélecteur

La décantabilité des boues activées dépend des variétés de bactéries qui composent la liqueur mixte. Il est possible d'influencer la composition de la liqueur mixte de façon à favoriser davantage le développement de bactéries floculantes plutôt que de bactéries filamenteuses en créant des conditions propices de contact substrat micro-organismes. Pour ce faire, il est recommandé d'ajouter un sélecteur, ou bassin à court temps de rétention, à l'entrée du bioréacteur (WEF-ASCE, 1998). Les boues recirculées sont mises en contact avec le substrat de l'affluent dans cet espace restreint.

Pour des eaux usées domestiques, le volume du bassin est généralement basé sur un temps de rétention hydraulique de l'ordre de 10 à 30 minutes (Metcalf & Eddy Inc., 1991) et pourrait aller jusqu'à 0,75 à 2,0 heures (WEF-ASCE, 1998). Il peut s'agir d'un bassin à compartiment unique ou subdivisé en sections. Le bassin doit être muni d'un dispositif de brassage mécanique de façon à pouvoir fonctionner sans apport d'oxygène s'il y a lieu.

Extraction des boues

Les boues en excès doivent être extraites de la chaîne liquide. L'extraction des boues peut se faire à partir du décanteur, de la conduite de recirculation des boues ou encore directement de la liqueur mixte du bassin d'aération.

7.1.4 Fossés d'oxydation

Les fossés d'oxydation sont simplement une variante de boues activées dans laquelle les bassins d'aération ont la forme d'anneaux circulaires ou ovales. La liqueur mixte est maintenue en mouvement circulaire dans les fossés à une vitesse de l'ordre de 0,3 m/s. Environ le tiers des stations de boues activées au Québec sont de ce type. Aux États-Unis, on en compte plus de 9 000 installations, qui desservent surtout des villes de 5 000 à 50 000 habitants avec des débits de 1 900 à 19 000 m³/d (WEF-ASCE, 1998). Dans les premières installations, le mouvement de la liqueur mixte et l'aération étaient effectués au moyen d'aérateurs mécaniques de type rotors (ou brosses rotatives) mais plusieurs installations récentes sont munies de jets.

Les principes de base énoncés précédemment pour les systèmes de boues activées s'appliquent aussi aux fossés d'oxydation.

7.1.5 Réacteurs biologiques séquentiels (RBS)

Les RBS constituent une variante particulière de procédé par boues activées. Les mêmes principes de base du traitement biologique telles la formation d'une biomasse en suspension, la concentration de celle-ci dans un réacteur biologique et la séparation de la biomasse de l'effluent traité s'appliquent aux RBS, de sorte que les mêmes modèles et paramètres cinétiques peuvent être utilisés, en intégrant des adaptations nécessaires pour tenir compte des cycles. La particularité de cette variante est que la décantation de la biomasse s'effectue directement dans les bassins d'aération plutôt que dans un décanteur séparé. Le procédé fonctionne en mode discontinu selon une séquence comprenant typiquement les phases suivantes : remplissage, réaction, décantation, soutirage du surnageant et repos (figure 7.2). L'extraction des boues peut se faire soit en phase de réaction, soit en phase de repos.

Cette technologie s'est largement développée aux États-Unis depuis le début des années 1980. En 1997, on comptait plus de 200 stations, dont 70 % sont de capacité inférieure à

1 900 m³/d. Au Québec, trois stations d'importance ont été réalisées pour le traitement des eaux usées municipales. Il s'agit de stations d'une capacité d'environ 20 000 m³/d chacune. Bien que la tendance aux États-Unis soit vers des stations de plus petite envergure que pour les boues activées en général, les réserves mentionnées à la section 7.1.1 relatives aux conditions d'eaux diluées, aux apports irréguliers en substrat et à la complexité d'exploitation valent aussi pour les RBS et constituent des facteurs limitatifs pour leur applicabilité.

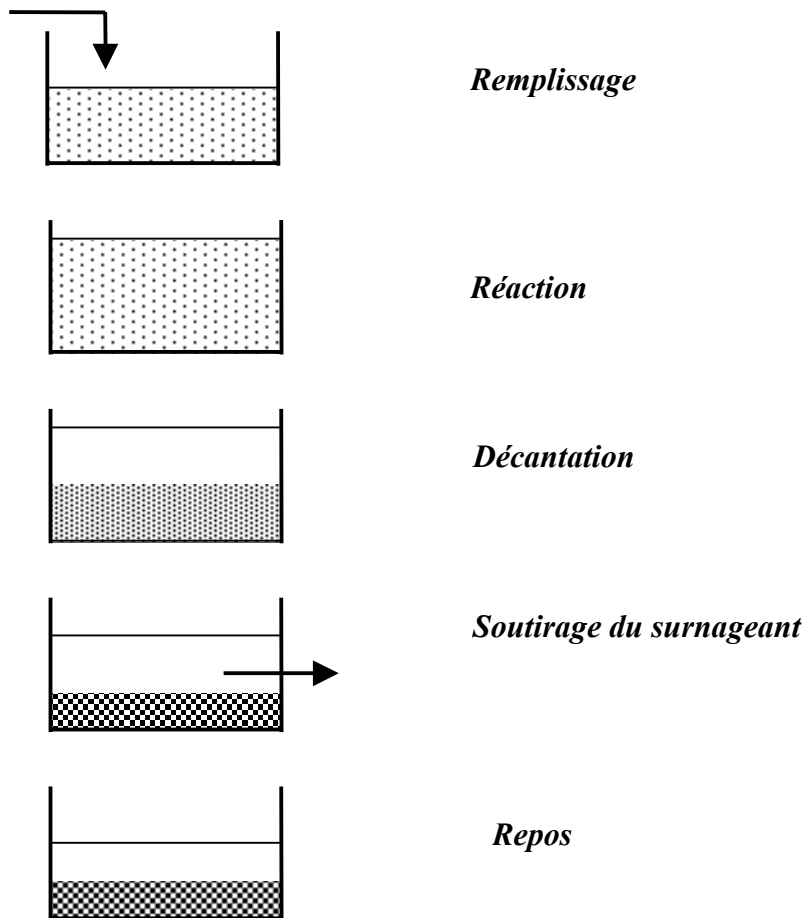


Figure 7.2 Phases typiques d'un RBS

Le volume des bassins doit être déterminé à partir d'un bilan de masse basé sur la cinétique biologique, en tenant compte des variations du niveau d'exploitation à l'intérieur d'un cycle, donc du volume dans lequel est contenue la biomasse et de la concentration de celle-ci. Il est recommandé de viser une concentration minimale d'au moins 2 000 mg/L de MVS. Une fois que le volume total requis a été déterminé, il faut fixer le nombre de réacteurs, la durée moyenne d'un cycle et des différentes phases qui le composent. Pour un système sans bassin tampon, les relations suivantes s'appliquent :

$$T = t_{\text{rempl.}} + t_{\text{réac.}} + t_{\text{déc.}} + t_{\text{sout.}} + t_{\text{rep.}} \quad (7.11)$$

$$t_{\text{rempl.}} (n - 1) = t_{\text{réac.}} + t_{\text{déc.}} + t_{\text{sout.}} + t_{\text{rep.}} \quad (7.12)$$

où	T	=	durée totale d'un cycle d'un réacteur, h
	t rempl.	=	temps de remplissage d'un réacteur, h
	t réac.	=	temps de réaction d'un réacteur, h
	t déc.	=	temps de décantation d'un réacteur, h
	t sout.	=	temps de soutirage du surnageant d'un réacteur, h
	t rep.	=	temps de repos d'un réacteur, h
	t rempl. (n-1)	=	temps de remplissage de n-1 réacteurs, h
	n	=	nombre de réacteurs

Le temps de remplissage et le temps de réaction peuvent se surimposer en partie lorsqu'une partie du remplissage se fait en mode mélangé et aéré.

Le volume d'eau remplacé dans un bassin à chaque cycle est égal au produit du débit par le temps de remplissage d'un réacteur. Il faut s'assurer que ce volume n'est pas trop grand de façon à maintenir un volume suffisant pour les boues décantées et maintenir une marge de sécurité entre le voile de boues et le bas niveau d'eau dans le bassin pour prévenir l'entraînement des solides lors du soutirage du surnageant. Il n'est pas recommandé de soutirer plus de 50 % du volume à chaque cycle.

Une approche utilisée par certains concepteurs consiste à choisir une concentration de liqueur mixte à bas niveau (après soutirage du surnageant) pour le calcul des bilans de masse et à ajouter ensuite le volume requis pour le remplissage (U.S. EPA, 1986). Si cette approche est utilisée, il faut choisir une concentration plus élevée pour la biomasse pour tenir compte du fait qu'elle est alors concentrée dans un volume plus restreint que lors de la réaction au moment où le réacteur est plein. Par exemple, pour avoir une concentration de biomasse égale à au moins 2 000 mg/L de MVS dans un bassin en phase réaction lorsqu'il est plein, si 50 % du volume d'eau est remplacé à chaque cycle, une concentration de 4 000 mg/L de MVS doit être considérée à bas niveau pour avoir la même masse.

À moins de prévoir un bassin tampon pour emmagasiner l'affluent, il faut installer au moins deux réacteurs pour pouvoir les exploiter en séquence. Les durées typiques moyennes des phases peuvent atteindre 1,5 à 3 h pour la réaction incluant le temps de remplissage aéré s'il y a lieu, 0,5 à 1 h pour la décantation et 1 h pour le soutirage (Ketchum, 1997). Le temps de repos constitue une marge de sécurité pour les périodes où les débits sont plus élevés, surtout lorsque les variations de débits sont difficilement prévisibles.

Pour un système sans bassin tampon et comportant un nombre limité de deux ou trois bassins, il en résulte un temps de remplissage relativement long. Par analogie au sélecteur maintenant recommandé dans les systèmes de boues activées traditionnels, il y a avantage à

privilégier des conditions de contact substrat micro-organismes qui favorisent le développement de bactéries floculantes au détriment des bactéries filamenteuses pour obtenir une biomasse qui décante bien. Il a été démontré qu'un remplissage rapide favorise le développement d'une biomasse offrant une meilleure qualité de décantation (Irvine *et al.*, 1997, Roberge, 1991, Manning et Irvine, 1985, Irvine et Busch, 1979, Irvine, 1977). L'ajout d'un bassin tampon pour accumuler le substrat avec un système permettant l'alimentation rapide des réacteurs est donc doublement avantageux puisqu'il permet à la fois d'obtenir une biomasse qui décante mieux et donne une plus grande flexibilité dans l'ajustement de la durée des cycles. La plus récente des trois stations municipales réalisées au Québec est conçue selon ce principe.

À défaut d'un bassin tampon, il semble qu'un mode d'alimentation sans aération et sans mélange peut favoriser une sélection favorable de la composition de la biomasse en retardant le début de la réaction jusqu'à ce qu'une importante quantité de substrat soit accumulée dans le réacteur (Irvine *et al.*, 1997, Alleman et Irvine, 1980).

Les autres aspects importants de la conception des RBS sont le système d'alimentation, le système d'aération et de mélange, le système de soutirage du surnageant ou effluent traité et le système de contrôle. Divers manufacturiers offrent des ensembles d'équipements incluant un logiciel d'automatisation et de gestion des cycles. Considérant la multitude d'équipements disponibles et le nombre limité de projets faisant appel à cette technologie, il n'est pas justifié d'aborder en détail dans ce guide les différentes options souvent spécifiques à un fabricant. Seules quelques grandes lignes seront brièvement discutées ci-dessous. Une analyse doit être faite pour chaque projet en considérant au besoin des ouvrages de référence complémentaires (WEF-ASCE, 1998, Consultants BPR, 1993). Toutefois, si un fabricant envisage plusieurs petits projets, **il y aurait avantage à ce qu'une demande de classement de sa technologie spécifique soit soumise au Comité sur les nouvelles technologies de traitement des eaux usées**, conformément au *Guide de présentation des demandes d'autorisation pour les systèmes de traitement des eaux usées d'origine domestique*, de façon à simplifier l'analyse des projets.

Le système d'alimentation doit permettre de remplir le réacteur à l'intérieur de la période prévue à cette fin dans les cycles les plus courts, c'est-à-dire lorsque les débits sont élevés.

Le système de soutirage de l'effluent traité est souvent un système flottant permettant de soutirer l'effluent traité légèrement sous le niveau d'eau, soit le plus loin possible du voile de boues. Il doit être conçu de façon à prévenir l'entraînement des écumes ou des matières flottantes. Il doit également être conçu de façon à éviter d'évacuer à l'effluent une certaine quantité de la liqueur mixte qui aurait été emprisonnée dans le dispositif lors de la phase de réaction.

Le système d'aération et de mélange doit de préférence être conçu pour permettre d'intégrer une phase de mélange sans aération si requis. Si un système d'aération diffuse est installé, il

faut alors prévoir des équipements mécaniques pour assurer le mélange si requis lorsque l'aération est à l'arrêt. Il faut s'assurer que la capacité du système est suffisante pour fournir l'oxygène requis à l'intérieur de la période prévue pour la phase aérée des cycles d'exploitation, contrairement à un système de boues activées où l'aération se fait en continu.

Les systèmes de commande et d'automatisation doivent permettre une gestion optimale des cycles d'exploitation en fonction des variations prévues des débits et charges. La programmation des cycles doit pouvoir être ajustée facilement pour tenir compte des conditions réelles d'alimentation.

7.1.6 Rendement

Le rendement d'une station de type boues activées permet d'atteindre une concentration moyenne annuelle à l'effluent de 20 mg/L ou moins en DBO₅ et en MES ou assurer au moins 85 % d'enlèvement pour ces paramètres. Ce rendement correspond aux exigences de rejet standard fixées pour les stations d'épuration municipales de type boues activées au Québec.

Les résultats de suivi des stations d'épuration municipales au Québec confirment qu'en général les stations respectent facilement ces exigences, le rendement moyen des stations de type boues activées étant en réalité de l'ordre de 10 mg/L de DBO₅ et de MES avec un enlèvement d'environ 90 %.

7.1.7 Exploitation

Un suivi de la qualité de l'effluent doit être effectué conformément aux exigences pour un projet standard prévues à l'annexe 4 du *Guide de présentation des demandes d'autorisation pour les systèmes de traitement des eaux usées d'origine domestique*.

Le bon fonctionnement d'un système de traitement par boues activées repose à la fois sur un ensemble d'équipements mécaniques et sur un équilibre biologique relativement fragile. Ce genre de système est complexe à exploiter; la littérature fait largement mention des difficultés d'exploitation susceptibles de se produire.

La qualification de la main-d'œuvre constitue un élément essentiel pour s'assurer qu'un système de boues activées puisse être exploité adéquatement. La bonne marche du système nécessite non seulement l'exploitation et l'entretien des équipements mécaniques, électriques et électroniques mais également un suivi et une compréhension de l'état biologique du procédé de façon à pouvoir apporter rapidement les ajustements requis en cas de détérioration. Dans le cas d'une petite station où l'expertise de l'exploitant est parfois limitée, une vérification périodique du procédé par un expert est un atout important.

Parce que les stations de type boues activées sont généralement munies d'équipements de prétraitement, soit un dégrillage et souvent un dessablage, l'exploitant doit s'assurer du bon fonctionnement de ces équipements et en effectuer l'entretien régulier. Il en est de même pour la décantation primaire, le cas échéant. L'inspection fréquente des eaux usées dans ces étapes de traitement préalables peut servir à détecter des problèmes liés aux apports d'eaux usées (déversements illicites, dilution excessive, affluent septique).

L'exploitation du cœur du procédé comprend le réacteur biologique et le système d'aération, le décanteur secondaire, la recirculation et l'extraction (ou le système d'évacuation de l'effluent et la gestion des cycles dans le cas des RBS) et surtout le maintien d'une masse biologique adéquate.

Le bon fonctionnement du système d'aération nécessite des inspections visuelles, des mesures d'oxygène dissous, l'entretien régulier de tous les équipements (soufflantes, vannes, diffuseurs, aérateurs mécaniques) ainsi que les ajustements du débit d'air ou de la durée des phases d'aération.

Le maintien d'une masse biologique adéquate inclut la concentration de la liqueur mixte, le taux de recirculation, la masse extraite (extraction des boues) ainsi que la qualité de la biomasse. La qualité de la biomasse peut être vérifiée régulièrement en mesurant l'indice de volume de boues ou indice de Molhman et en observant les indices visuels comme la couleur de la liqueur mixte, la présence et les caractéristiques de la mousse, l'état de floculation ou autres. Des observations microscopiques occasionnelles de la liqueur mixte peuvent s'avérer un atout important pour diagnostiquer les faiblesses du procédé et permettre de faire les ajustements nécessaires.

Les vérifications à effectuer pour la décantation secondaire comprennent le fonctionnement adéquat des équipements mécaniques tels les racleurs de fond et d'écume, les problèmes hydrauliques, la reprise des boues, la présence anormale de matières flottantes, d'un voile de boues élevé ou d'une défloculation, l'ajustement des déversoirs et leur nettoyage lorsque requis.

Il faut s'assurer que le taux de recirculation de boues ainsi que la fréquence et le taux d'extraction de boues sont fixés adéquatement et qu'ils sont ajustés lorsque requis. Tout bouchage ou autre problème de recirculation de boues doit être réglé sans délai.

La chaîne de boues nécessite la même attention que la chaîne liquide, l'exploitation étant fonction des étapes de traitement de boues qui font partie de la chaîne. Il faut faire attention de ne pas perturber le fonctionnement du réacteur biologique avec les retours en provenance de la chaîne des boues. Dans les petites stations munies seulement d'un bassin de stockage aéré avec retour cyclique de surnageant, des surcharges hydrauliques et organiques du traitement peuvent souvent être entraînées par une gestion inadéquate du bassin de boues. Les volumes des boues évacuées doivent être notés et la siccité doit être mesurée tous les

mois ou lors de chaque évacuation de boues. Des analyses de la qualité des boues sont requises au moins une fois par an ou plus souvent selon la destination des boues.

L'exploitant doit aussi assurer l'entretien général des lieux, des bâtiments et de la mécanique de bâtiment, des bassins, de tous les réseaux de tuyauterie et des équipements de contrôle.

Les recommandations d'exploitation ci-dessus ne sont pas exhaustifs. Le concepteur de la station doit préparer un manuel d'exploitation complet, adapté aux équipements installés. Il doit permettre à l'exploitant de bien comprendre le fonctionnement du système et l'informer sur les tâches à accomplir. De nombreux ouvrages complémentaires sur l'exploitation des stations d'épuration peuvent être consultés dont le manuel d'exploitation de la Water Environment Federation (WEF, 1996), la traduction française de la version antérieure de ce manuel (WPCF-AQTE-Environnement Canada, 1985) ainsi que diverses publications de l'EPA relativement à l'exploitation des systèmes de traitement biologique, des boues activées et des stations compactes. Le ministère des Affaires municipales et de la Métropole a aussi préparé un programme de suivi des boues activées à l'intention des exploitants de stations municipales.

SOMMAIRE – BOUES ACTIVÉES (AÉRATION PROLONGÉE)	
Traitement préalable	Dégrillage Dessablage (facultatif) Décantation primaire (facultatif)
Réacteur biologique Volume Concentration de liqueur mixte Âge des boues Calcul du bilan de masse Paramètres cinétiques Y_t K_d (20 °C) θ	Basé sur bilan de masse Typique $\geq 2\,000$ mg/L MVS ≤ 30 d (typique de l'ordre de 20 d) Équations 7.1 à 7.9 ou autre modèle reconnu dans la littérature (Valeurs typiques pour équations 7.1 à 7.9) 0,5 kg MVS/kg DBO ₅ 0,06 d ⁻¹ 1,04
Aération Besoins en oxygène Oxygène dissous Mélange	Équation 7.10 2 mg/L en conditions moyennes 0,5 mg/L en conditions de pointe

aération diffuse avec mouvement spiral	20 à 30 m ³ d'air/min.1000 m ³
aération diffuse uniforme	10 à 15 m ³ d'air/min.1000 m ³
aérateurs mécaniques	20 à 40 kW/1000 m ³
Décanteur secondaire	
Taux de charge hydraulique	
à Q moyen	8 à 16 m ³ /m ² .d
à Q maximal	24 à 36 m ³ /m ² .d
Taux de charge massique	100 à 150 kg/m ² .d
Profondeur en périphérie	≥ 3,6 m
Taux de débordement	125 à 250 m ³ /d
Pente du fond conique (si non raclé)	50° à 60°
Recirculation des boues	Ajustable de 25 % jusqu'à 150 ou 200 %
Fossés d'oxydation	
Vitesse circulaire	Typique 0,3 m/s
Réacteurs biologiques séquentiels	
Durées typiques des phases	
Réaction	1,5 à 3 h
Décantation	0,5 à 1 h
Soutirage	1 h

7.2 DISQUES BIOLOGIQUES

7.2.1 Caractéristiques générales

Le procédé de traitement par des disques biologiques, ou biodisques, est un procédé de traitement biologique à cultures fixées. Le réacteur biologique est constitué de plusieurs disques minces en plastique montés sur un axe horizontal (figures 7.3 et 7.4). Les micro-organismes responsables de la dégradation sont fixés naturellement sur les disques et forment un biofilm d'une épaisseur d'environ 1 à 4 mm. Environ 40 % de la surface des disques est immergée. Le mouvement rotatif des disques autour de l'axe expose alternativement la biomasse à l'atmosphère et aux eaux usées permettant ainsi l'aération et le mélange des eaux usées. Les forces de cisaillement créées par le mouvement de rotation limitent l'épaisseur du biofilm et entraînent un détachement de la biomasse excédentaire, qui est ensuite séparée de l'effluent au moyen d'un décanteur secondaire.

La commercialisation des disques biologiques a débuté en Allemagne de l'Ouest dans les années 1960. Cette technologie s'est largement répandue en Europe d'abord et, par la suite, aux États-Unis dans les années 1970. Il y aurait actuellement plus de 600 installations aux États-Unis (WEF-ASCE, 1998). On compte maintenant plusieurs milliers d'installations dans le monde (Mba *et al.*, 1999). Au Québec, 13 installations ont été réalisées à l'intérieur du programme d'assainissement des eaux au cours des années 1980 et on compte plusieurs stations traitant des eaux usées domestiques d'établissements commerciaux ou autres.

Divers problèmes, mécaniques ou autres, ont été identifiés dans les premières générations de stations de disques biologiques. Des études approfondies ont été menées aux États-Unis (Brenner *et al.*, 1984, Heidman *et al.*, 1984, Roy F. Weston Inc., 1985), au Québec (Le Groupe Teknika, 1988) et plus récemment en Angleterre (Mba *et al.*, 1999, Griffin et Findlay, 2000) en vue de formuler des recommandations pour rendre fiable la conception de ce type de station d'épuration. Une étude sur les disques biologiques a été faite dans le contexte de l'étude de techniques de remplacement applicables à l'assainissement des eaux des petites agglomérations (Consultants BPR, 1992).

7.2.2 Traitement préalable

Les disques biologiques utilisés pour le traitement des eaux usées domestiques sont généralement précédés d'un dégrillage, d'un système de traitement primaire et, si requis, d'un bassin d'égalsation (figure 7.5).

Un dégrillage moyen (12 à 25 mm d'ouverture) est recommandé pour éliminer les matières fibreuses et autres déchets susceptibles de s'accrocher dans les biodisques.

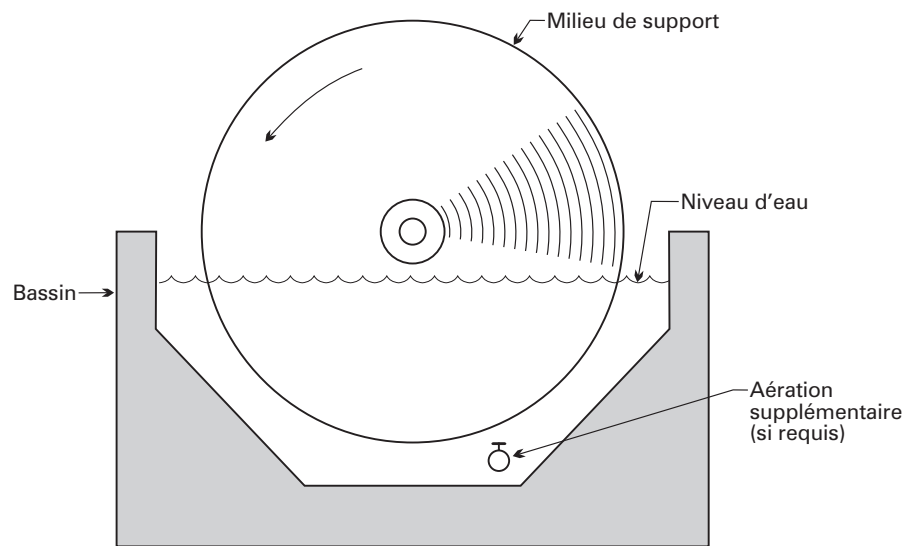


Figure 7.3 Principe des disques biologiques

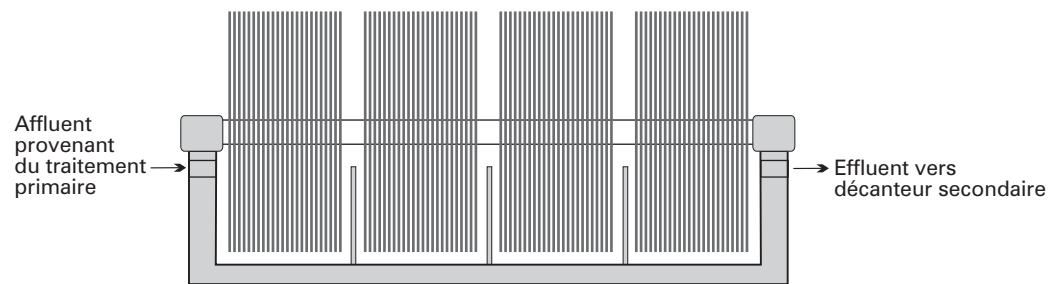


Figure 7.4 Aménagement typique d'une unité

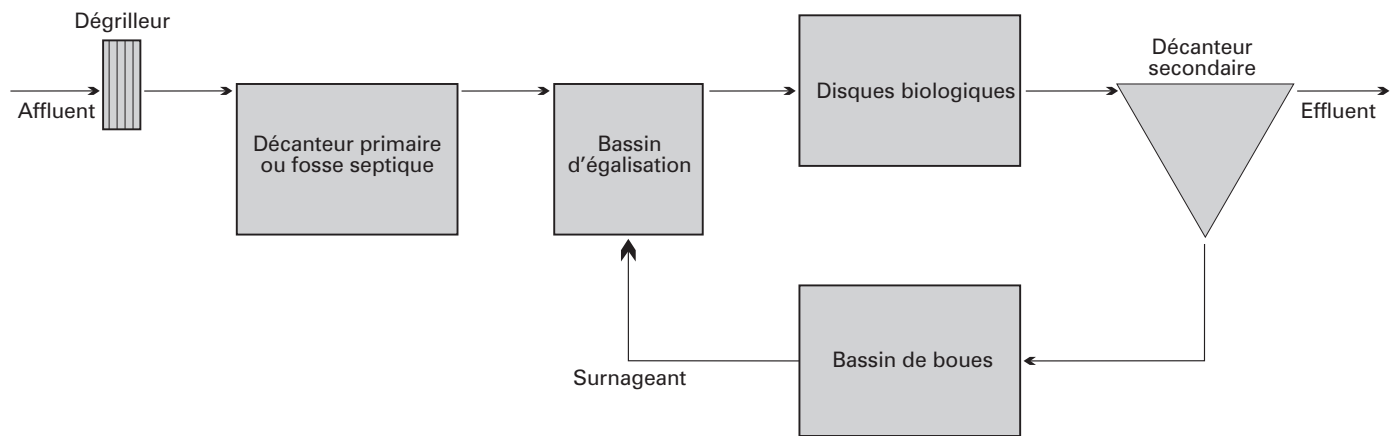


Figure 7.5 Chaîne de traitement par disques biologiques

Le traitement primaire est le plus souvent constitué soit d'un décanteur primaire conventionnel pour les plus grandes installations, soit d'une fosse septique ou décanteur primaire avec accumulation des boues pour les installations plus petites. Dans le cas d'un décanteur primaire conventionnel, le taux de charge hydraulique au débit de pointe ne doit pas dépasser $60 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ et le décanteur doit être muni d'un système d'extraction de boues. L'étape du traitement primaire doit également permettre de retenir les graisses et écumes.

Lorsque le rapport entre le débit maximal et le débit moyen de conception excède 2,5, ce qui est souvent le cas dans les petites installations, il est recommandé d'ajouter un bassin d'égalisation. Lorsque l'affluent des biodisques (ou effluent du traitement primaire) risque d'être septique, ce qui se produit lorsqu'une fosse septique est utilisée (ou décanteur primaire avec accumulation des boues), une préaération de l'affluent est recommandée à moins qu'un système d'aération supplémentaire soit prévu dans la cuve des biodisques. Un bassin d'égalisation aéré peut remplir ces deux fonctions.

7.2.3 Critères de conception

Procédé biologique

Bien que simple en apparence, le procédé de traitement par disques biologiques fait appel à des processus complexes. L'enlèvement du substrat par la biomasse présente sur les disques est limité par la diffusion du substrat à travers le biofilm, par le transfert d'oxygène, par les réactions biochimiques elles-mêmes ainsi que par les caractéristiques physiques du procédé. Ces caractéristiques physiques ont une incidence directe sur les conditions de contact entre le substrat et les micro-organismes, sur l'apport d'oxygène et sur le maintien d'un biofilm d'une épaisseur plus ou moins optimale.

Divers modèles empiriques ou plus ou moins rationnels ont été élaborés. Ces modèles ne peuvent refléter tous les phénomènes réels en cause. Il est donc important de réaliser les limites de ces modèles et d'en restreindre l'application à la gamme de conditions d'exploitation et de caractéristiques d'eaux usées pour lesquels ils ont été élaborés ou vérifiés. La conception est souvent basée sur les courbes des fabricants. Ces courbes ne doivent pas être utilisées si l'on est pas certain d'en avoir bien compris les conditions d'élaboration, les facteurs de sécurité appliqués et leur validation à partir de données réelles provenant d'installations représentatives (WEF-ASCE, 1998).

La superficie du milieu de support est le facteur clé pour la conception. Cette superficie est reliée au taux de charge organique par unité de superficie de milieu. Plusieurs modèles sont basés sur la DBO_5 soluble, cette forme étant en principe celle qui est utilisée par la biomasse. Cependant, des auteurs considèrent que la charge organique particulaire doit également être prise en considération parce qu'une partie importante de cette charge sera hydrolysée et servira de substrat (WEF-ASCE, 1998, Benjes, 1989).

Des courbes donnant le pourcentage de DBO₅ totale enlevée en fonction du taux de charge organique superficielle en DBO₅ totale pour différentes concentrations à l'affluent des disques biologiques ont été établies récemment à partir des travaux de Benjes (WEF—ASCE, 1998). Celles-ci sont plus conservatrices que celles qui proviennent du manuel de conception d'Autotrol de 1978 (Brenner *et al.*, 1984, Metcalf & Eddy Inc., 1991). Les courbes WEF-ASCE (1998) ont été validées à partir de données provenant de 27 installations existantes aux États-Unis, représentatives de climat tempéré ou doux, et se sont avérées être une bonne estimation des rendements réels moyens. Par ailleurs, les taux de charge requis selon les courbes WEF-ASCE (1998) pour atteindre un effluent de 15 à 20 mg/L de DBO₅ sont d'environ 4 à 6 g DBO₅/d par m² de superficie de milieu (DBO₅/m².d), ce qui est comparable avec la valeur maximale de 5 g DBO₅/m².d recommandée dans la norme BS 6297 : 1983 (BSI, 1983) et avec le critère typique de Severn Trent Water en Angleterre (Griffin et Findlay, 2000), qui est de 4 g DBO₅/m².d pour les applications où il n'y a pas d'exigence sévère en azote.

Une analyse sommaire des rendements moyens annuels, à partir des données de suivi des installations réalisées au Québec à l'intérieur du programme d'assainissement des eaux, pour la période allant de 1990 à 1998, en supposant que 30 % de la charge en DBO₅ est enlevée par la décantation primaire, montrent que ces rendements sont équivalents ou légèrement meilleurs que ceux prédits selon les courbes WEF-ASCE (1998).

Le ministère de l'Environnement considère que les courbes adaptées de WEF-ASCE (1998) présentées à la figure 7.6 peuvent être retenues comme base d'évaluation d'un système standard de traitement par biodisques en considérant que 30 % de la charge en DBO₅ des eaux usées brutes peut être enlevée par le traitement primaire. Si un manufacturier souhaite utiliser des courbes moins conservatrices, un dossier doit être soumis pour fins d'évaluation par le comité sur les nouvelles technologies.

Effet de la température

Les courbes servant à déterminer la superficie requise de milieu de support sont généralement reconnues comme valides pour des températures de 13 °C ou plus. S'il y a des exigences contraignantes pour la période hivernale et que la température des eaux usées peut être sensiblement inférieure à cette valeur pendant une période soutenue, un facteur de correction doit être appliqué à la superficie calculée. La courbe présentée à la figure 7.7, adaptée de Metcalf & Eddy Inc. (1991), donne le facteur de correction en fonction de la température des eaux usées.

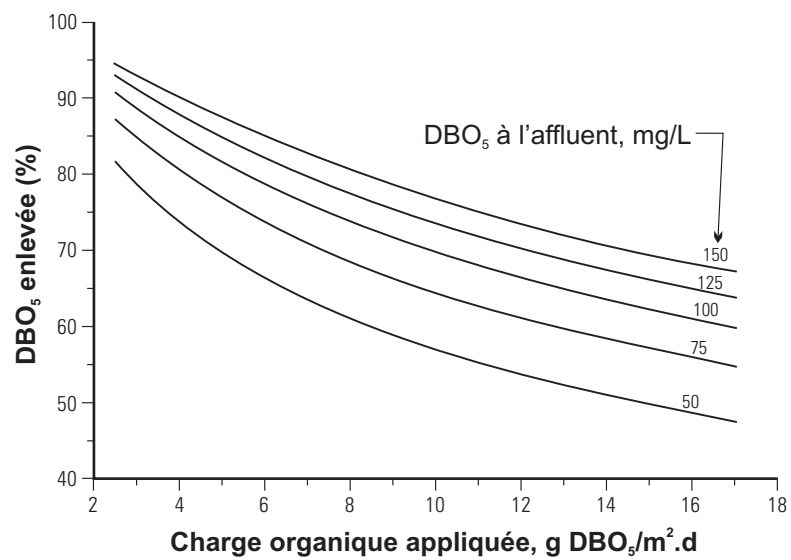


Figure 7.6 Courbes typiques de rendement en DBO₅
(adaptées de WEF-ASCE, 1998)

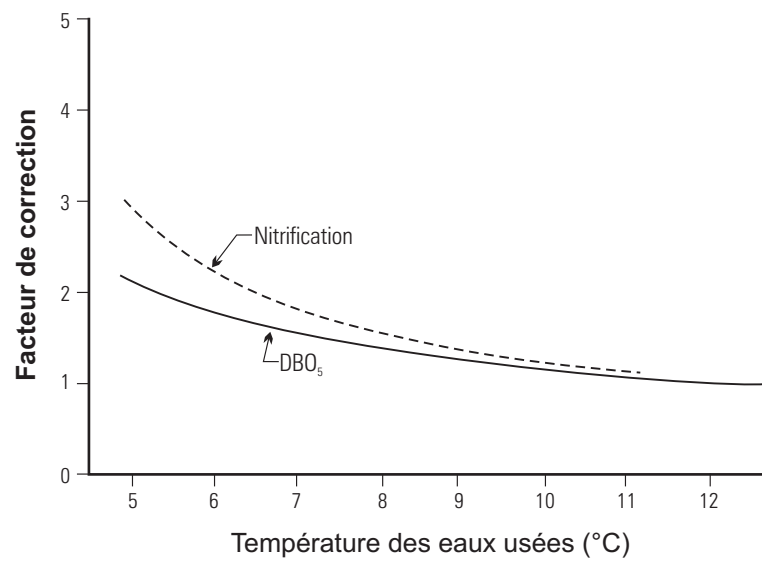


Figure 7.7 Facteurs de correction en fonction de la température des eaux usées
(adaptés de Metcalf & Eddy inc., 1991)

Nitrification

Les installations réalisées au Québec jusqu'à maintenant n'ont généralement pas été conçues en fonction de la nitrification de l'azote ammoniacal. Il est cependant reconnu dans la littérature qu'un bon pourcentage de nitrification peut être atteint avec des disques biologiques en autant que le système est aménagé en plusieurs stages et que la superficie du milieu de support est suffisante. Pour qu'il y ait nitrification, il faut d'abord que la charge organique ait été ramenée à une concentration inférieure à 15 mg/L de DBO₅ soluble (30 mg/L de DBO₅ totale) de sorte que la nitrification ne puisse se faire qu'à partir du deuxième stage ou plus en aval, selon la concentration des eaux usées, le taux de charge organique appliqué et la température des eaux usées.

Le taux maximal de nitrification est de 1,5 g NH₄/m².d à 13 °C ou plus pour une concentration d'au moins 5 mg/L en azote ammoniacal (WEF-ASCE, 1998). Pour des températures inférieures à 13 °C, un facteur de correction doit être appliqué (figure 7.7). Dans le calcul de la charge appliquée en azote, il faut tenir compte de l'azote Kjeldahl et non seulement de l'azote ammoniacal à l'affluent car il y a ammonification d'une partie importante de l'azote organique.

Temps de rétention

Le temps de rétention dans le bassin des biodisques n'est pas généralement utilisé comme critère de conception. Il est toutefois limité par le fait même quand on tient compte du taux de charge par unité de surface, de la concentration des eaux usées, de la surface spécifique du milieu de support et de son pourcentage d'immersion dans le bassin.

Nombre de stages

Les disques biologiques doivent être répartis en plusieurs stages séparés. Un système de traitement secondaire typique comporte généralement 3 ou 4 stages. Il est à remarquer que dans les petites installations, ces stages peuvent être contenus sur un même arbre avec des sections de milieu de support séparées par des chicanes séparant le bassin en une série de compartiments indépendants au point de vue hydraulique.

Milieu de support

Les disques proprement dits, ou milieu de support de la biomasse, sont généralement fabriqués en polyéthylène de haute densité (à ne pas confondre avec la densité ou surface spécifique du milieu). Le milieu de support et l'espacement entre les disques doivent permettre le passage des eaux usées et de l'air sans causer de problèmes de pontage ou de colmatage par la biomasse. Il doit être suffisamment rigide pour supporter la biomasse afin d'éviter qu'il y ait colmatage à la suite d'une déformation du milieu.

Les milieux de support peuvent être considérés comme étant de faible, moyenne ou haute densité en fonction de leur surface spécifique. Le diamètre typique est de 3,7 m. Un milieu de faible densité présente une surface spécifique d'environ $115 \text{ m}^2/\text{m}^3$. Les milieux de moyenne à haute densité présentent des surfaces spécifiques d'environ 135 à un peu plus de $200 \text{ m}^2/\text{m}^3$.

Seuls les milieux de faible densité peuvent être utilisés comme premier stade de traitement où la charge appliquée est plus grande, entraînant une plus grande épaisseur de biofilm. Les milieux de moyenne à haute densité peuvent être utilisés dans les derniers stades, surtout lorsque de grandes superficies sont prévues pour permettre la nitrification.

Charge maximale sur le premier stade

Un taux de charge excessif sur le premier stade provoque un épaissement du biofilm, un dépassement des capacités de transfert d'oxygène et l'apparition de micro-organismes indésirables de type *Beggiatoa*, formant une biomasse blanchâtre. Il en résulte des problèmes de septicité, une détérioration des rendements, une surcharge structurale et des risques de bris d'équipements.

Pour prévenir de tels problèmes, le taux de charge organique sur le premier stade ne doit pas dépasser $30 \text{ g DBO}_5 \text{ totale}/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ ou $12 \text{ g DBO}_5 \text{ soluble}/\text{m}^2 \cdot \text{d}$.

Il peut être souhaitable d'ajouter de la flexibilité à l'installation en prévoyant une chicane amovible entre les deux premiers stades ou encore au moyen de tuyauterie permettant une alimentation étagée des deux premiers stades en cas de surcharge.

Biofilm

L'installation doit être conçue de manière à permettre à l'exploitant de vérifier la présence de surcharge et d'intervenir en cas d'épaississement excessif du biofilm. Diverses options peuvent être considérées dont une sonde de mesure d'oxygène dissous et une cellule indiquant la masse totale appliquée à l'arbre pour permettre de déceler les problèmes de surcharge, ainsi qu'un système d'entraînement à vitesse variable et la possibilité d'inversion du sens de rotation pour permettre un décrochage de biomasse en excès.

Aération supplémentaire

L'ajout d'un système d'injection d'air dans les eaux usées contenues dans le bassin des disques est optionnel. Il s'agit d'une flexibilité additionnelle qui peut s'avérer particulièrement intéressante lorsque les charges à l'affluent sont élevées et qu'il n'y a pas de bassin d'égalisation aéré en amont. L'apport d'air aide à limiter l'épaisseur du biofilm en décrochant la biomasse excédentaire, élimine la septicité et assure des conditions aérobies.

On ne trouve pas dans la littérature de méthodes de calcul de la quantité d'air à injecter mais le débit d'air recommandé est de l'ordre de $2,8 \text{ m}^3/\text{min}$ avec une capacité installée allant jusqu'à $4,2 \text{ m}^3/\text{min}$ pour un arbre typique de 8,2 m de longueur et 3,7 m de diamètre (Le Groupe Teknika, 1988, Consultants BPR, 1992).

Recirculation

La recirculation d'une partie de l'effluent en tête des biodisques favorise un meilleur étalement de la charge sur le milieu de support, surtout lorsque le débit est faible et la concentration élevée. Elle permet aussi un apport additionnel d'oxygène dissous au premier stade. Bien qu'il soit optionnel, un système de recirculation est recommandé dans tous les cas où l'on anticipe des périodes de débits très faibles par rapport au débit de conception. Le taux de recirculation recommandé est d'environ 25 % du débit moyen de conception (Le Groupe Teknika, 1988).

Aspects structuraux et mécaniques

L'arbre supporte le milieu et lui transmet le mouvement de rotation (sauf pour des disques entraînés à l'air). Il doit être conçu en tenant compte de divers éléments tels le milieu et les supports ainsi que la biomasse accumulée sur une épaisseur pouvant atteindre environ 5 mm d'épaisseur. Il doit pouvoir résister au phénomène de fatigue des matériaux relié au débalancement de la charge engendrée par le mouvement de rotation en fonction d'une durée de vie d'au moins 20 ans. Il faut aussi tenir compte de la résistance à la corrosion, de la déflexion, du raccordement des supports et tout autre facteur susceptible d'en influencer la résistance structurale. Il en est de même pour toute la structure de support reliant le milieu à l'arbre, qui est également soumise au phénomène de fatigue en milieu très corrosif. Le choix des matériaux doit être effectué de façon à prévenir la corrosion galvanique. Les coussinets doivent être conçus de manière à en limiter les bris et permettre une lubrification adéquate. Une analyse plus détaillée de ces divers aspects est présentée dans la littérature (Brenner *et al.*, 1984, Mba *et al.*, 1999, Griffin et Findlay, 2000).

Le mouvement de rotation des disques biologiques est le plus souvent engendré au moyen d'un système d'entraînement mécanique mais certains types de disques sont entraînés à l'air. La vitesse de rotation typique est de 1,6 tour/min pour une unité de 3,7 m de diamètre, ce qui donne une vitesse tangentielle de 18 m/min en périphérie, une vitesse un peu moindre pouvant être appliquée pour un système avec un entraînement à l'air. La puissance installée pour un arbre typique est généralement de 3,7 ou 5,6 kW. Le moteur doit pouvoir résister à un environnement humide et corrosif. Dans le cas d'un système entraîné à l'air, le débit minimum d'air requis pour un arbre typique est de $5,3 \text{ m}^3/\text{min}$ avec un milieu de densité standard et de $7,6 \text{ m}^3/\text{min}$ pour un milieu de moyenne ou haute densité. Le débit d'air doit être ajustable.

Décanteur secondaire

La biomasse en excès qui se détache du milieu doit être séparée de l'effluent au moyen d'un décanteur secondaire. Les conditions d'exploitation du décanteur d'une chaîne de traitement par disques biologiques est différente de celles d'un décanteur de boues activées et se compare davantage à celles d'un traitement par lits bactériens. La concentration de l'effluent du bassin des biodisques est beaucoup plus faible que celle des boues activées, soit de l'ordre de 200 mg/L. Par ailleurs, la décantation des particules fines n'est pas favorisée par les conditions de floculation et de voile de boue comme dans les boues activées.

Le taux de charge hydraulique superficiel souvent recommandé dans la littérature pour la décantation d'effluents de lits bactériens est de l'ordre de 14 à 24 m³/m².d à Q moyen et de 40 à 48 m³/m².d à Q maximal. Ces taux sont toutefois appliqués pour des stations de capacité relativement importantes avec des décanteurs conventionnels racclés. Les disques biologiques sont utilisés au Québec pour des stations de plus faible capacité. Dans des petits décanteurs, les risques de cheminement hydraulique préférentiel sont plus grands. De plus, souvent ces décanteurs n'ont pas une profondeur optimale et sont rarement munis de racleurs. Murphy et Wilson (1980) mentionnent qu'une partie des matières en suspension des biodisques décante lentement et recommandent d'utiliser un taux de charge conservateur. Pour ces raisons, des taux de charge plus conservateurs sont préférables.

Il est recommandé de limiter le décanteur secondaire d'une chaîne de traitement par disques biologiques à un taux de charge hydraulique superficiel au débit de pointe ne dépassant pas 20 à 36 m³/m².d. Les valeurs les plus faibles doivent être utilisées pour les plus petites installations ou lorsque le rendement visé se rapproche plus d'un traitement secondaire avancé que d'un traitement secondaire. La profondeur normalement requise pour un décanteur secondaire est d'au moins 3,6 m. Pour les plus petits décanteurs, une profondeur un peu plus faible, soit de l'ordre de 2,5 à 3,0 m, peut être acceptable. Les décanteurs doivent de préférence être munis d'un racleur mécanique. En l'absence de racleur, ce qui est souvent le cas dans les plus petits décanteurs, il faut éviter les décanteurs à fond plat et aménager des pentes d'au moins 50° à 60° vers une ou plusieurs trémies d'extraction des boues. Le décanteur doit être conçu de manière à permettre d'intercepter les matières flottantes. Un dispositif permettant une extraction au moins quotidienne des boues est requis.

Recouvrement

Dans les conditions climatiques du Québec, les disques biologiques doivent être protégés par un abri. En plus de prévenir les problèmes de gel à basse température, l'abri protège le milieu de support des rayons UV et aide à prévenir la prolifération d'algues sur le milieu. Au Québec, là où les disques biologiques sont utilisés dans des stations de taille relativement petite, le décanteur secondaire est généralement situé à l'intérieur de l'abri. L'abri doit être muni d'un système de chauffage et d'une ventilation adéquate. L'abri doit être conçu de façon que le milieu et les équipements demeurent accessibles et que l'on puisse effectuer le remplacement complet d'une unité de biodisques en cas de bris.

Extraction des boues

De façon générale, il est préférable que les boues en excès soient extraites de la chaîne liquide. Il est toutefois courant dans les petites stations d'utiliser une fosse septique comme traitement primaire, permettant ainsi d'y accumuler les boues primaires.

Les boues du décanteur secondaire doivent, par contre, être extraites au moins quotidiennement de façon à prévenir les remontées de boues et les pertes à l'effluent. Dans le passé, une pratique courante dans les petites installations consistait à retourner les boues secondaires dans le décanteur primaire ou la fosse septique. Des problèmes de perturbation du procédé ont été constatés dans plusieurs installations lorsque des boues secondaires contenant de la biomasse active et des nitrates étaient mélangées aux boues primaires. Il est donc nettement préférable d'aménager un bassin séparé d'emmagasiner des boues secondaires et de ne retourner que le surnageant. Lorsque la station est munie d'un bassin d'égalsation, c'est à cet endroit que le surnageant est dirigé.

Puisqu'il s'agit d'un type de traitement appliqué en général pour des petites stations, la chaîne de boues se limite la plupart du temps à un bassin d'emmagasiner sur une période suffisamment longue en vue de la valorisation agricole ou d'un traitement périodique au moyen d'équipements mobiles.

7.2.4 Rendement

Le rendement en DBO_5 d'une chaîne de traitement par disques biologiques peut être établi sur la base des courbes de la figure 7.6 en fonction du taux de charge organique appliqué sur le milieu de support. Pour établir le pourcentage global d'enlèvement de la chaîne de traitement et la qualité attendue de l'effluent, il faut tenir compte de la DBO_5 enlevée préalablement dans le traitement primaire, que l'on peut considérer comme étant de l'ordre d'environ 30 %. Le rendement en MES permet d'atteindre une concentration à l'effluent de l'ordre de 15 à 30 mg/L.

Les exigences de rejet fixées en DBO₅ et MES pour la technologie des disques biologiques appliquée au traitement des effluents municipaux à l'intérieur du programme québécois d'assainissement des eaux sont les suivantes :

- moyenne annuelle 25 mg/L ou 75 % d'enlèvement;
- moyenne trimestrielle 35 mg/L ou 65 % d'enlèvement.

Le rendement obtenu des systèmes municipaux de traitement par disques biologiques au Québec de 1990 à 1998 montrent que les valeurs indiquées ci-dessus sont facilement atteintes puisque la concentration moyenne de l'effluent est en général de l'ordre de 15 à 20 mg/L en DBO₅ et en MES avec un enlèvement de plus de 80 %. Des résultats publiés sur des installations en Angleterre (Griffin et Findlay, 2000) indiquent qu'une concentration moyenne inférieure à 15 mg/L de DBO₅ et de MES à l'effluent peut être atteinte avec des taux de charge conservateurs. Par ailleurs, les courbes proposées pour la conception ont aussi été vérifiées avec des données provenant d'installations réelles aux États-Unis (WEF-ASCE, 1998, Roy F. Weston Inc., 1985).

7.2.5 Exploitation

Un suivi de la qualité de l'effluent doit être effectué conformément aux exigences pour un projet standard prévues à l'annexe 4 du *Guide de présentation des demandes d'autorisation pour les systèmes de traitement des eaux usées d'origine domestique*.

L'exploitant doit s'assurer du bon fonctionnement des équipements de prétraitement. Il en est de même pour le système de traitement primaire. Lorsqu'il s'agit d'un décanteur primaire avec accumulation de boues de type fosse septique, un suivi de l'accumulation des boues et des écumes est requis. S'il s'agit d'un décanteur primaire conventionnel, il faut s'assurer du bon fonctionnement du système d'extraction des boues.

Les équipements mécanisés nécessitent un bon programme d'inspection et d'entretien préventif. Ceci est d'autant plus vrai dans le cas des biodisques où des bris majeurs pouvant nécessiter le remplacement de l'arbre et du milieu de support peuvent entraîner des coûts élevés et de longues périodes d'arrêt du traitement si l'exploitant n'intervient pas à temps. Les divers éléments mécaniques (moteur, réducteur de vitesse, système d'entraînement, coussinets et autres) doivent être inspectés régulièrement et faire l'objet d'un calendrier d'entretien préventif. Les éléments structuraux du procédé (arbre, supports du milieu et autres) et le milieu lui-même (déformation, affaissement) doivent être inspectés fréquemment. Toute anomalie des éléments mécaniques ou structuraux du procédé doit être relevée et doit faire l'objet d'une analyse par des spécialistes afin de permettre d'intervenir s'il y a lieu avant qu'il n'y ait une détérioration plus importante ou des bris majeurs.

Le fonctionnement du procédé comme tel doit aussi être observé quotidiennement afin de prévenir les problèmes de colmatage du milieu, de perte de rendement, d'usure prématurée

et même de bris d'équipements. Des lectures du capteur de poids de l'arbre et des mesures du niveau d'oxygène dissous dans le premier stade permettent de déceler des problèmes de surcharge. Des facteurs qualitatifs comme la formation d'une biomasse de couleur blanchâtre, l'épaississement excessif du film biologique (par exemple au-delà de 3,0 mm d'épaisseur) et la présence d'odeurs de sulfure d'hydrogène peuvent aussi indiquer des problèmes de surcharge. La charge appliquée doit être vérifiée à partir du suivi du débit et de la concentration des eaux usées.

La vitesse de rotation des disques doit être vérifiée. S'il s'agit de disques entraînés à l'air, le débit d'air doit être ajusté au besoin pour maintenir une vitesse de rotation adéquate. Une attention particulière doit être apportée au redémarrage à la suite d'une panne d'électricité ou autre. Après un arrêt prolongé (6 heures ou plus), une intervention sur la biomasse peut être requise pour remédier aux problèmes de déséquilibre de la charge sur le milieu qui ont pu se produire.

Il faut vérifier le bon fonctionnement du décanteur secondaire et s'assurer qu'il n'y a pas de problèmes de court-circuitage hydraulique. Les déversoirs doivent être nettoyés et ajustés au besoin. Le fonctionnement du système d'extraction de boues doit être vérifié et il faut surveiller le dépôt de boues sur les parois en pente dans le cas d'un décanteur non raclé. Elles doivent être enlevées le cas échéant. Les matières flottantes qui s'accumulent en surface doivent aussi être enlevées pour éviter qu'elles ne soient entraînées vers l'effluent.

La plupart des installations de traitement par disques biologiques sont des petites stations munies seulement d'un bassin de stockage aéré avec retour cyclique de surnageant. Il faut faire attention de ne pas perturber le fonctionnement du procédé par des surcharges hydrauliques et organiques reliées à une gestion inadéquate du bassin de boues. Les volumes des boues évacuées doivent être notés et la siccité doit être mesurée lors de chaque évacuation de boues. Des analyses de la qualité des boues sont requises au moins une fois par an ou plus souvent selon la destination des boues.

L'exploitant doit aussi assurer l'entretien général des lieux, des bâtiments et de la mécanique de bâtiment, des bassins, de tous les réseaux de tuyauterie et des équipements d'automatisation et de régulation.

Les recommandations d'exploitation ci-dessus ne sont que sommaires. Le concepteur de la station doit préparer un manuel d'exploitation complet, adapté aux équipements installés, qui permet à l'exploitant de bien comprendre le fonctionnement du système et l'informe sur les tâches à accomplir. Des renseignements plus complets sur l'exploitation des stations d'épuration de type disques biologiques peuvent être obtenus en consultant des ouvrages comme le manuel d'exploitation de la Water Environment Federation (WEF, 1996), la traduction française de la version antérieure de ce manuel (WPCF-AQTE-Environnement Canada, 1985) ou d'autres sources sur le sujet. Le ministère des Affaires municipales et de

la Métropole a aussi préparé un programme de suivi à l'intention des exploitants de stations municipales de traitement par disques biologiques.

SOMMAIRE – DISQUES BIOLOGIQUES	
Traitement préalable	Dégrillage Décanteur primaire ou fosse septique
Disques biologiques Superficie de milieu de support Facteur de correction pour température Nombre de stages Densité du milieu du 1 ^{er} stade Charge maximale sur le 1 ^{er} stade	Courbes figure 7.6 Courbes figure 7.7 3 ou 4 Faible densité 30 g DBO ₅ totale/m ² .d 12 g DBO ₅ soluble/m ² .d
Décanteur secondaire Taux de charge hydraulique à Q maximal Profondeur en périphérie Pente du fond conique (si non raclé)	20 à 36 m ³ /m ² .d De préférence ≥ 3,6 m 2,5 à 3,0 m acceptable pour les petits décanteurs 50° à 60°

7.3 TRAITEMENT PHYSICO-CHIMIQUE

Dans une station d'épuration, plusieurs composantes ou étapes de traitement peuvent faire appel à des mécanismes physiques, à des mécanismes chimiques ou à une combinaison des deux. L'expression traitement physico-chimique est ici limitée aux stations d'épuration dont le procédé principal de traitement est basé sur le principe de la coagulation chimique des eaux usées suivi d'une séparation des solides par décantation. La déphosphatation chimique, qui constitue une application particulière de ce principe, et qui est intégrée dans divers types de chaîne de traitement des eaux usées, est abordée à la section 8.1.

Le traitement physico-chimique des eaux usées est un procédé établi depuis plus de cent ans, notamment en Angleterre et aux États-Unis. Il a été moins utilisé pour le traitement des eaux usées domestiques par la suite en raison du développement des procédés biologiques, qui permettent un enlèvement plus poussé de la charge organique, en particulier celle sous forme soluble. Cette technologie est utilisée plus couramment dans certains pays, comme la Norvège, dans des régions côtières où le phosphore est plus problématique que la charge organique (Odegaard, 1992).

Au Québec, une douzaine de stations municipales de moyenne ou grande taille ont été réalisées, plusieurs d'entre elles étant très récentes. Ce type de traitement est appliqué surtout dans des cas particuliers de rejets dans des milieux où la DBO_5 n'est pas contraignante ou lorsque les eaux usées risquent d'être plus difficiles à traiter par un procédé biologique, par exemple à cause de rejets industriels dans le réseau d'égout de la ville.

Un système de traitement physico-chimique peut permettre d'enlever environ 60 à 90 % des MES, 40 à 70 % de la DBO_5 et 70 à 90 % de phosphore (WEF-ASCE, 1998). En Norvège, où des dosages relativement élevés sont utilisés, le rendement moyen obtenu à la suite d'une étude des résultats de 87 des 167 stations existantes, dont la capacité s'échelonne entre 20 à 315 000 m^3/d , est de 17 mg/L ou 91 % d'enlèvement en MES, 27 mg/L ou 81 % d'enlèvement de la DBO_7 et 0,26 mg/L ou 94 % d'enlèvement du phosphore. À titre de comparaison, le rendement des grandes stations de type physico-chimique au Québec, comme celle de la CUM et celle de Longueuil, atteint 20 mg/L de MES à l'effluent, pour un enlèvement de plus de 80 %.

Puisque cette technologie n'est en général utilisée que pour des grandes stations municipales, il n'y a pas lieu d'élaborer une section complète du guide pour l'étude de ces projets. Si des projets de modification à des stations existantes ou de nouvelles stations sont soumis pour autorisation, ils doivent faire l'objet d'une analyse cas par cas en se basant sur la littérature (WEF-ASCE, 1998, Metcalf & Eddy Inc., 1991). Quelques-uns des principaux éléments à prendre en considération sont présentés brièvement ci-après. Le schéma d'une chaîne de traitement typique est montré à la figure 7.8.

Un système de dégrillage est normalement utilisé en amont d'un traitement physico-chimique. Un système de dessablage est utilisé si requis, ce qui est le cas pour les stations typiques du Québec qui desservent de grandes agglomérations comportant des réseaux d'égout unitaire ou du moins de vieux réseaux avec beaucoup d'eaux parasites.

Les coagulants les plus courants sont l'alun et le chlorure ferrique mais d'autres sels de fer ou d'aluminium sont parfois utilisés. Des polymères sont souvent employés comme aide-coagulant. Les dosages de produits chimiques pour une installation donnée doivent être estimés afin de déterminer la capacité d'emmagasiner et des équipements de dosage. Le dosage dépend des caractéristiques des eaux usées à traiter et du rendement visé. Il peut être déterminé à partir d'essais en laboratoires ou d'essais pilotes.

Les équipements d'emmagasiner, de manipulation et de dosage doivent être choisis en tenant compte de la nature corrosive des produits utilisés. Ils doivent être protégés du gel ou des risques de cristallisation à basses températures. La capacité d'emmagasiner est déterminée en tenant compte des facilités d'approvisionnement, du volume de livraison (au moins 1,5 fois le volume d'une livraison) et du dosage requis. Les mesures de sécurité appropriées doivent être considérées. Le dosage doit être ajustable et les équipements doivent avoir une capacité suffisante pour tenir compte de toutes les conditions de débits et charges prévues.

Les coagulants doivent être injectés dans une zone de mélange rapide assurant une dispersion adéquate. Le gradient de vitesse typique, G , est de 300 m/m.s. Le temps de rétention est de l'ordre de 0,5 à 2 minutes.

La floculation se fait avec une agitation plus douce, soit avec un gradient, G , de l'ordre de 50 à 80 m/m.s et un temps de rétention typique de 20 à 30 minutes. L'ajout de polymères comme aide-coagulant se fait généralement à cette étape, le cas échéant.

Les critères de conception des décanteurs sont similaires à ceux d'un décanteur primaire. Le taux de charge hydraulique superficiel recommandé au débit de pointe est de $48 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$ (Metcalf & Eddy Inc., 1991) pour un décanteur conventionnel d'un système de traitement physico-chimique. Certains équipements disponibles utilisent le principe de la décantation lamellaire, en adaptant les critères de dimensionnement en conséquence, et intègrent souvent l'étape de la floculation.

La chaîne de traitement des boues doit être conçue en fonction de la quantité et de la nature des boues produites. La quantité de boues produites dépend à la fois des caractéristiques des eaux usées à traiter et des produits chimiques ajoutés en tenant compte des précipités chimiques qui en résulteront. Les boues produites sont un mélange de boues primaires non stabilisées et de boues chimiques.

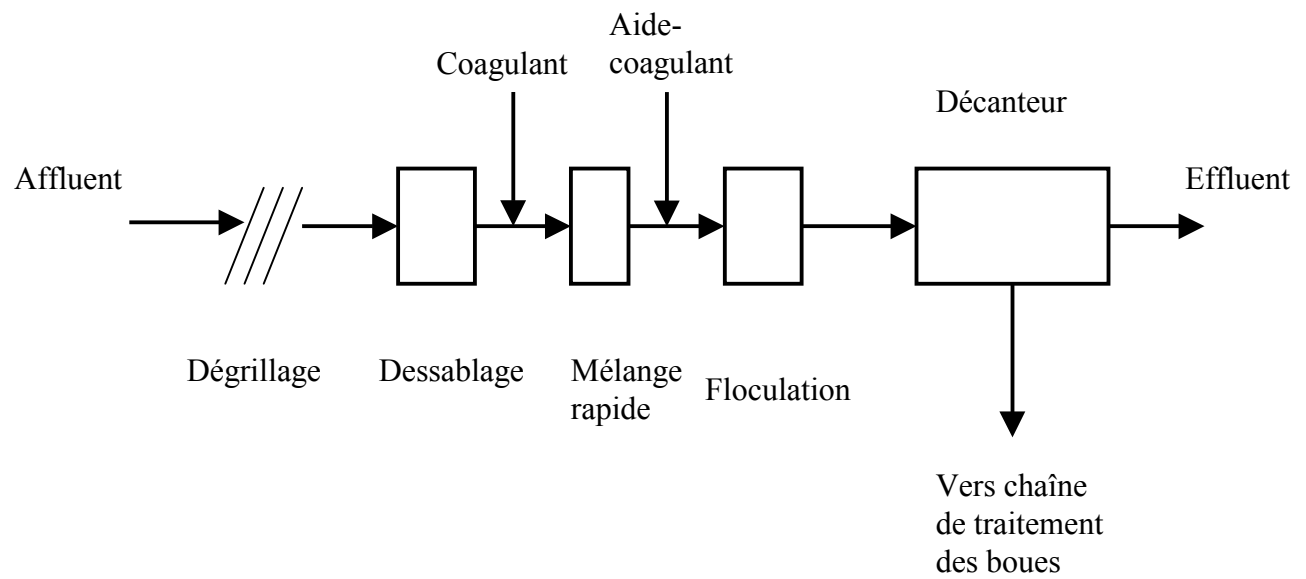


Figure 7.8 Schéma typique d'une chaîne de traitement physico-chimique

8. TRAITEMENT TERTIAIRE

L'expression « traitement tertiaire » peut désigner plusieurs types de traitements ou différentes fonctions en vue d'atteindre un niveau de traitement de qualité supérieure à ce que l'on pourrait normalement attendre d'un traitement secondaire. Le traitement tertiaire peut viser un enlèvement plus poussé pour des paramètres conventionnels comme les matières en suspension ou encore viser certains paramètres pour lesquels il y a peu d'enlèvement dans un traitement secondaire comme le phosphore.

Seules les fonctions les plus couramment utilisées au Québec, la déphosphatation et la désinfection, seront abordées dans ce document.

La filtration est parfois utilisée comme étape de traitement tertiaire mais il s'agit le plus souvent d'une variante de la déphosphatation chimique en vue d'atteindre un enlèvement plus poussé du phosphore (voir la section 8.1.2).

8.1 DÉPHOSPHATATION

8.1.1 Problématique et méthodes de déphosphatation

Le phosphore contenu dans les eaux usées d'origine domestique constitue un élément nutritif susceptible d'entraîner une croissance excessive d'organismes végétaux (algues, plantes aquatiques) et causer l'eutrophisation du milieu récepteur. Pour être enlevé des eaux usées, le phosphore doit être fixé à des solides qui pourront être séparés de l'effluent au moyen d'un processus physique. L'enlèvement du phosphore des eaux usées se fait essentiellement par précipitation chimique ou par voie biologique, mis à part certaines technologies particulières peu répandues faisant appel à divers mécanismes.

Déphosphatation chimique

La déphosphatation au moyen d'ajout de produits chimiques pour la précipitation du phosphore est une application du traitement physico-chimique. Celui-ci est alors adapté en fonction de la chaîne de traitement à l'intérieur de laquelle il doit être intégré. Il s'agit d'une technologie largement éprouvée tant au Québec qu'ailleurs au Canada, aux États-Unis et dans le monde entier. Au Québec, 165 des 333 stations d'épuration municipales en exploitation au 1^{er} janvier 1994 effectuaient une déphosphatation de leurs eaux usées, en très grande majorité au moyen de la précipitation chimique du phosphore. La déphosphatation par ajout de produits chimiques est abordée de façon plus détaillée à la section 8.1.2.

Déphosphatation biologique

Les connaissances sur les mécanismes de déphosphatation biologique ont beaucoup progressé au cours des dernières décennies. La mise en œuvre de ces mécanismes peut prendre plusieurs formes différentes (PhoStrip, Bardenpho, Phorédox, A/O, UCT, RBS et autres). Elle fait appel à des connaissances spécialisées, tant pour la conception des installations que pour leur exploitation. La plupart de ces procédés sont basés sur un traitement par culture en suspension ou boues activées avec une complexité additionnelle pour maintenir des conditions propices au développement de bactéries déphosphatantes. Ils nécessitent aussi une gestion appropriée des boues pour prévenir le relargage et le retour du phosphore dans la chaîne liquide.

Pour ces diverses raisons, la déphosphatation biologique, bien qu'elle présente des avantages intéressants au plan environnemental (peu ou pas d'ajout de produits chimiques, production de boues moindre), s'applique difficilement à de petites stations d'épuration de la taille de celles qu'il reste à construire au Québec. Une évaluation de la faisabilité de l'application de la déphosphatation biologique (Raymond *et al.*, 1991) a démontré que certaines stations d'épuration existantes présentent un potentiel intéressant à cet égard moyennant des modifications spécifiques à chaque station.

Compte tenu du nombre limité de projets de déphosphatation biologique susceptibles d'être soumis pour autorisation, des différences significatives qu'il pourrait y avoir d'un projet à l'autre et de la complexité de la technologie, celle-ci ne fera pas l'objet d'une section détaillée du guide. Les projets soumis doivent faire l'objet d'une analyse particulière pour chaque cas. L'étude des projets est alors basée sur la littérature dont quelques-unes des principales références suivantes (John Meunier Inc., 1996., Comeau, 1990, Raymond *et al.*, 1991, WEF-ASCE, 1998, EPA, 1987).

Déphosphatation par des plantes aquatiques flottantes

Des systèmes de traitement d'eaux usées constitués de bassins recouverts de plantes aquatiques flottantes, telles les jacinthes d'eau ou les lenticules, sont utilisés principalement aux États-Unis. Au Québec, des expériences ont été menées en introduisant des plantes aquatiques flottantes à la surface d'étangs aérés dans le but de remplacer les coagulants chimiques utilisés pour la déphosphatation des eaux usées (Le Groupe Steica inc., 1996). Des jacinthes d'eau ont été utilisées à St-Élie-d'Orford alors que des lenticules ont été utilisées à Roxton Pond.

À partir du projet de démonstration mené avec des jacinthes d'eau à St-Élie-d'Orford, il est estimé qu'un taux de 200 mg P/d par mètre carré de bassin (mg P/m².d) peut être enlevé du 1^{er} juillet au 30 septembre, jusqu'à une concentration de 1 mg/L de phosphore. Pour des concentrations moindres, le taux d'assimilation par les plantes diminue. Pour qu'un tel taux puisse être atteint, il est nécessaire de récolter régulièrement une partie des plantes au

courant de l'été, soit environ deux fois par mois. L'application de cette technique au Québec est limitée par la nécessité de réinoculer les bassins chaque année parce que les jacinthes d'eau ne résistent pas à nos conditions hivernales.

Avec des lenticules, un taux d'enlèvement de $140 \text{ mg P/m}^2\cdot\text{d}$ est suggéré par Le Groupe Steica inc. pour la période du 1^{er} juillet au 30 septembre, en se basant sur la littérature. Ce taux n'a pu être démontré à Roxton Pond compte tenu des problèmes de surcharge organique à l'affluent de la station pendant la période de démonstration. Le taux d'enlèvement le plus représentatif obtenu lors de la période de démonstration était de $89 \text{ mg P/m}^2\cdot\text{d}$. Malgré qu'il soit probable qu'un taux d'enlèvement plus élevé que celui de Roxton Pond puisse être réalisable dans des conditions plus propices, on doit considérer que le taux d'enlèvement démontré au Québec est de $89 \text{ mg P/m}^2\cdot\text{d}$ jusqu'à ce qu'un autre projet de démonstration confirme un taux supérieur. Étant donné que les lenticules sont très sensibles à l'entraînement par le vent, il est nécessaire d'aménager un quadrillage de barrières flottantes sur les bassins pour maintenir une production optimale sur l'ensemble de la surface. Il est aussi nécessaire de récolter régulièrement une partie des plantes, une récolteuse flottante étant requise en présence de barrières.

Dans les deux cas, il apparaît difficile d'assurer une concentration donnée de phosphore à l'effluent, par exemple 1 mg/L , sur l'ensemble de la saison estivale. Le rendement en phosphore varie en fonction de la saison de végétation, s'amorçant graduellement au mois de juin et chutant rapidement au mois d'octobre. Les exigences de rejet en phosphore au Québec étant généralement fixées pour la période du 15 mai au 15 novembre, l'enlèvement du phosphore par les plantes aquatiques flottantes ne peut être considéré comme solution à moins d'être complétée par une déphosphatation chimique ou dans des cas particuliers où la période d'exigences serait moins restrictive.

Déphosphatation par ruissellement ou autre traitement par le sol

L'évacuation de l'effluent par ruissellement sur le sol ou par infiltration dans le sol est parfois proposée comme solution de rechange à la déphosphatation. Une telle approche ne peut être considérée qu'à condition de s'assurer que le phosphore résiduel ou relargué ne crée pas d'impact négatif sur les eaux superficielles. Ces différentes méthodes de polissage d'un effluent traité sont abordées à la section 9.

8.1.2 Déphosphatation chimique

La déphosphatation par ajout de produits chimiques est en quelque sorte une application particulière ou une adaptation du traitement physico-chimique décrit à la section 7.3. Sauf dans les cas où le type de traitement de base de la station d'épuration est un traitement physico-chimique, le système est adapté de façon à être intégré à la chaîne de traitement. Le dosage de produits chimiques est déterminé en fonction du rendement visé en phosphore. En plus des stations de type physico-chimique qui enlèvent le phosphore, la

déphosphatation chimique est utilisée au Québec dans des stations de types étangs aérés, boues activées, disques biologiques et biofiltration.

Les principales caractéristiques à considérer sont les produits chimiques utilisés, le dosage requis, le point d'injection, les conditions de mélange rapide et de floculation, les équipements requis, le mode de régulation, la séparation solide-liquide et les boues produites.

Produits chimiques

Les produits chimiques utilisés le plus souvent sont les sels d'aluminium ou de fer, notamment l'alun, le chlorure ferrique et le sulfate ferreux. D'autres produits comme le chlorure ferreux, l'aluminate de sodium, le chlorure d'aluminium prépolymérisé et l'alun prépolymérisé ont été utilisés ou ont fait l'objet d'essais (John Meunier Inc., 1996). Le choix du produit chimique revient à l'exploitant en fonction de la disponibilité des produits et de leurs coûts.

Dosage

Le dosage requis en produits chimiques pour effectuer la déphosphatation des eaux usées ne peut être établi de façon précise à partir uniquement de calculs théoriques à cause des réactions secondaires, de l'effet du pH ou autres. Des essais en laboratoire avec les eaux usées à traiter sont généralement recommandés.

Lors de la conception d'une station future, il peut être difficile de réaliser des essais préalables s'il s'avère impossible d'obtenir des échantillons représentatifs des eaux usées. Le dosage doit alors être déterminé de façon approximative sur une base théorique. Dans ce cas, il faut tenir compte des caractéristiques des eaux usées à traiter, notamment des charges en phosphore, de la qualité visée à l'effluent et du pourcentage d'enlèvement correspondant. La capacité de dosage doit être suffisamment grande pour répondre aux besoins en conditions maximales. Un choix conservateur de la capacité maximale de dosage a peu d'effet sur le coût des équipements et le dosage peut facilement être ajusté à un taux moindre lors de l'exploitation, s'il y a lieu, selon les conditions réelles.

Le rapport molaire Al:P selon la relation chimique de la précipitation du phosphore par l'aluminium est de 1:1, ce qui représente un rapport de masse Al:P de 0,87:1. La quantité d'aluminium requise est toutefois plus élevée à cause des réactions compétitrices. À titre indicatif, l'ordre de grandeur du rapport Al:P pouvant correspondre à divers pourcentages d'enlèvement du phosphore apparaissant dans la littérature (WEF-ASCE, 1998, U.S. EPA, 1976) est présenté au tableau 8.1.

Tableau 8.1 Rapports de masses typiques pour l'enlèvement du phosphore par l'aluminium dans les eaux usées municipales

Rapport molaire Al:P	Rapport massique Al:P	Pourcentage d'enlèvement de phosphore
1,38:1	1,2:1	75 %
1,72:1	1,5:1	85 %
2,3:1	2,0:1	95 %

Pour déterminer la masse d'alun requise, considérant que le pourcentage d'aluminium contenu dans l'alun commercial est d'environ 9,1 %, le rapport massique Alun:P requis sera environ 11 fois plus élevé que le rapport massique AL:P. Pour une solution commerciale typique d'alun liquide concentrée à 48,5 %, soit 0,65 kg/L, le débit de dosage requis peut alors être établi en tenant compte du débit d'eaux usées à traiter, de la concentration de phosphore à l'affluent, du pourcentage d'enlèvement requis et de la concentration d'alun dans la solution.

Le rapport molaire Fe:P selon la relation chimique de la précipitation du phosphore par le chlorure ferrique est aussi de 1:1, ce qui représente un rapport de masse Fe:P de 1,8:1. Comme avec l'aluminium, la quantité de fer requise est toutefois plus élevée à cause des réactions compétitrices.

Des dosages plus élevés peuvent être requis selon des caractéristiques des eaux usées et des facteurs propres à la chaîne de traitement comme des conditions non optimales de dispersion, de mélange et de floculation.

Points d'injection et mélange des produits chimiques

L'ajout de produits chimiques peut se faire avant le traitement primaire, dans le traitement secondaire, en traitement tertiaire ou simultanément à plus d'un de ces stades. Au Québec, les produits chimiques pour la déphosphatation ont surtout été appliqués dans le traitement secondaire, sauf dans les stations de type physico-chimique et celles de type biofiltration, où la déphosphatation est intégrée à la décantation primaire.

Le choix du point d'injection doit être fait en fonction de la chaîne de traitement à laquelle se greffe la déphosphatation chimique. Les produits chimiques doivent de préférence être injectés en un point de forte agitation pour en assurer une bonne dispersion et un mélange complet, suivi d'une zone d'agitation moyenne permettant la floculation en évitant un brassage excessif qui détruirait les flocs. Les conditions optimales de mélange et de floculation ont été présentées à la section 7.3. Lorsqu'il n'y a aucun point dans la chaîne de traitement qui satisfait à ces conditions, il faut choisir celui offrant les meilleures conditions ou prévoir l'ajout d'un bassin de mélange séparé. Un mélangeur statique peut parfois être utilisé à condition de pouvoir maintenir une vitesse d'écoulement suffisante pour toutes les

conditions de débits, ce qui est souvent difficilement réalisable. Il est généralement recommandé de prévoir plus d'un point de dosage afin d'offrir une plus grande souplesse.

Dans les étangs aérés, l'injection de produits chimiques se fait le plus souvent entre l'avant-dernier et le dernier étang, dans un regard dans lequel l'agitation peut être faite au moyen d'un aérateur. Dans les grandes stations de boues activées, l'injection peut se faire directement dans les bassins d'aération ou dans les canaux de transfert entre les bassins d'aération et les décanteurs lorsqu'ils offrent une turbulence suffisante pour effectuer le mélange. Ces stations peuvent être munies de décanteurs comportant une zone de floculation. Dans les petites stations mécanisées, les ouvrages de traitement secondaire sont souvent moins propices aux conditions de mélange et de floculation, de sorte qu'un bassin de mélange doit être ajouté à la chaîne de traitement si requis.

Dans le cas d'étangs non aérés à vidange périodique, avec vidange deux fois par année, il est possible de procéder à l'enlèvement chimique du phosphore en dosant des produits chimiques directement dans les étangs au moyen d'une embarcation à moteur préalablement à la décharge. Cette pratique a été éprouvée notamment en Ontario et aux États-Unis (Pycha et Lopez, 2000) et a été utilisée à quelques endroits au Québec.

Équipements

Les floculants chimiques sont le plus souvent livrés sous forme liquide. La station d'épuration est alors munie d'un bassin d'emménagement dont la capacité permet une autonomie d'au moins 10 à 14 jours ou correspondant à environ 1,5 fois le volume de livraison prévu. Dans les petites stations, c'est le deuxième critère qui est généralement contraignant. Les pompes doseuses doivent être sélectionnées de manière à assurer une grande flexibilité pour répondre à toutes les conditions de débits et charges et avoir une capacité suffisante pour pouvoir augmenter le dosage au-delà des conditions normales lorsque requis. Elles doivent être ajustables avec des plages de capacité typique pouvant être de 20 à 1 ou de 100 à 1. Tous les matériaux du système de dosage (pompe, tuyauterie, robinetterie) doivent être choisis en tenant compte de la nature corrosive des produits chimiques susceptibles d'y être véhiculés. La tuyauterie doit être aménagée de façon à en faciliter le nettoyage.

Dans des petites installations, l'approvisionnement en floculants chimiques peut aussi se faire sous forme solide. Ils sont alors mis en solution dans des unités de mouillage avant leur injection dans la chaîne de traitement.

Mode de régulation

Différents modes de régulation du dosage des produits chimiques sont possibles dont l'ajustement manuel, le dosage proportionnel au débit, le dosage préprogrammé ou le système à rétroaction, ces deux derniers modes étant généralement réservés aux grandes stations.

Séparation solide-liquide

L'élimination du phosphore nécessite la séparation des floccs formés du dans le liquide. Les applications les plus courantes de la déphosphatation chimique sont la précipitation simultanée dans les stations de type étangs aérés et boues activées et la préprécipitation dans les stations de type physico-chimique ou biofiltration. La séparation se fait alors par décantation dans les ouvrages déjà prévus à cette fin (dernier étang ou décanteur primaire ou secondaire selon le cas). Dans le cas d'un décanteur, l'utilisation d'un décanteur muni d'une zone de floculation est recommandée à moins de s'assurer d'avoir une zone de floculation adéquate en amont du décanteur.

Si un enlèvement plus poussé du phosphore est requis, par exemple une concentration inférieure à 0,5 mg/L en phosphore à l'effluent, il peut être requis d'ajouter une étape de décantation tertiaire ou une filtration de l'effluent (Nutt, 1991, U.S. EPA, 1987a).

Boues produites

L'addition de produits chimiques dans un système de traitement primaire ou secondaire en vue d'enlever le phosphore amène une augmentation de la masse et du volume de boues produites en plus d'en modifier les caractéristiques. Il faut donc tenir compte des incidences qui en résultent sur le traitement des boues, notamment l'épaississement et la déshydratation ainsi que sur leur évacuation.

Pour estimer la quantité de boues chimiques produites par l'ajout de sels métalliques, il faut tenir compte de la réaction chimique d'une partie du métal dosé avec le phosphore (Al PO_4 ou Fe PO_4) et de la réaction du métal excédentaire avec les radicaux hydroxydes (Al(OH)_3 ou Fe(OH)_3). Il s'agit d'une approximation puisque d'une part, des réactions chimiques plus complexes peuvent se produire et que d'autre part, un enlèvement plus poussé des MES peut aussi influencer la quantité de boues produites surtout dans les cas de dosage en amont de la décantation primaire.

Rendement

Il est difficile d'établir un rendement typique pour l'enlèvement chimique du phosphore puisque le rendement d'une installation donnée dépend largement du dosage appliqué. Ainsi, les rendements des stations existantes que l'on trouve dans la littérature ou dans des

bilans de suivi sont fonction des exigences de rejet imposées pour ces stations puisque le dosage appliqué est généralement ajusté par l'exploitant en vue de viser le respect de ces exigences tout en évitant les dosages excessifs qui entraîneraient des coûts d'exploitation plus élevés.

Au Québec, les exigences de rejet en phosphore généralement fixées sont :

- 1,0 mg/L ou 80 % d'enlèvement pour des étangs aérés, des disques biologiques et des petites stations de type boues activées (débit inférieur à 5 000 m³/d);
- 0,8 mg/L ou 85 % d'enlèvement pour les grandes stations de type boues activées;
- 0,5 mg/L ou 90 % d'enlèvement pour les stations de boues activées munies d'un système de traitement tertiaire (filtration).

Note : L'exigence en pourcentage d'enlèvement s'applique lorsque la concentration à l'effluent dépasse celle fixée en raison d'une concentration élevée à l'affluent.

Ces exigences typiques ne constituent toutefois pas les limites technologiques de l'enlèvement chimique du phosphore puisqu'il est possible d'atteindre de meilleurs rendements en appliquant des dosages plus élevés de produits chimiques ou en utilisant une chaîne de traitement plus poussée, si des contraintes particulières le justifient. Selon Nutt (1991), il est démontré que pour des effluents municipaux typiques, il est possible d'atteindre des concentrations de phosphore à l'effluent de :

- 0,50 à 1,00 mg/L avec une précipitation simultanée du phosphore dans le système de traitement secondaire;
- 0,30 à 0,50 mg/L avec une préprécipitation dans le traitement primaire plus une précipitation simultanée dans le traitement secondaire;
- 0,15 à 0,30 mg/L avec une précipitation simultanée dans le traitement secondaire plus une filtration;
- 0,10 à 0,20 mg/L avec une précipitation simultanée dans le traitement secondaire plus une postprécipitation avec une décantation tertiaire ou une filtration;
- 0,10 à 0,15 mg/L avec une précipitation simultanée dans le traitement secondaire plus une postprécipitation avec une décantation tertiaire plus une filtration.

Par ailleurs, des données présentées par Odegaard (1992), provenant de 87 stations de type physico-chimique à une ou deux étapes en Norvège, dont la concentration moyenne à l'affluent est de 5,24 mg/L, indiquent que la concentration moyenne de phosphore à l'effluent est de 0,26 mg/L.

Exploitation

L'analyse du phosphore total doit être ajoutée aux autres paramètres dans le suivi de la qualité de l'effluent, tel que prévu à l'annexe 4 du *Guide de présentation des demandes d'autorisation pour les systèmes de traitement des eaux usées d'origine domestique*.

Outre l'entretien des divers équipements, le facteur le plus important dans l'exploitation d'un système de déphosphatation chimique consiste à s'assurer que le dosage est adéquat et à l'ajuster au besoin. Des essais de floculation en laboratoire sont effectués pour calculer le dosage requis. Il est toutefois important de s'assurer régulièrement que le dosage appliqué permet réellement d'atteindre le rendement visé. Il est généralement recommandé d'effectuer un suivi au moyen d'analyses d'orthophosphates, qui peuvent être réalisées fréquemment sur place à peu de frais. Le rapport orthophosphates/phosphore total doit alors être établi puisque les exigences de rejet s'appliquent au phosphore total.

SOMMAIRE – DÉPHOSPHATATION CHIMIQUE	
Capacité de dosage	Basée sur conditions maximales Ajustable sur une large plage Essais recommandés Tenir compte du surdosage requis
Point d'injection	Fonction de la chaîne de traitement S'assurer que le point choisi permettra des conditions de mélange adéquates
Capacité d'emmagasiner	Autonomie d'au moins 10 à 14 jours ou environ 1,5 fois le volume de livraison
Séparation solide-liquide	Décantation primaire ou secondaire ou étang selon la chaîne de traitement Décantation tertiaire ou filtration peut être requise si exigences de rejet sévères

8.2 DÉSINFECTION

8.2.1 Problématique et méthodes de désinfection

Les rejets d'eaux usées domestiques peuvent causer une contamination microbienne susceptible d'affecter une prise d'eau en aval ou de compromettre la pratique sécuritaire de nombreux usages de l'eau, comme la consommation de mollusques et les activités récréatives de contact direct avec l'eau (dont la baignade, le ski nautique et la planche à voile) ainsi que de contact indirect avec l'eau (dont la pêche sportive, le canotage et la voile). La désinfection des eaux usées s'avère donc parfois nécessaire. La désinfection des eaux usées est exigée lorsque la protection des usages du milieu récepteur le requiert et seulement durant les périodes de l'année où cette protection est nécessaire.

Le moyen de désinfection choisi doit renfermer les caractéristiques suivantes :

- être efficace pour la plupart des micro-organismes pathogènes;
- ne pas engendrer la formation de sous-produits indésirables;
- être non dangereux pour les humains et pour la vie aquatique.

Les moyens de désinfection des eaux usées utilisés couramment dans le monde sont la chloration, la chloration-déchloration, l'ozonation, le rayonnement ultraviolet ainsi que des techniques de traitement secondaire qui permettent de réduire de façon significative le nombre de micro-organismes, en particulier le traitement par lagunage (étangs aérés ou non aérés) mais aussi les marais artificiels et divers types de filtres.

Au Québec, le ministère de l'Environnement a pris position en 1999 : seuls les moyens de désinfection des eaux usées qui ne causent pas d'effets nocifs sur la vie aquatique et qui ne génèrent pas de sous-produits indésirables pour la santé publique sont admis. Conséquemment, les systèmes de chloration (incluant les systèmes de chlore gazeux, hypochlorite de sodium et bioxyde de chlore) et de chloration-déchloration sont proscrits.

La réduction des micro-organismes dans les filtres à sable ou à gravier, dans les marais artificiels ainsi que dans les étangs aérés et non aérés a déjà été abordée dans les sections 4, 5 et 6. L'ozonation a été appliquée surtout dans quelques grandes stations munies de traitement secondaire à l'oxygène pur et n'est pas répandue au Québec. Seule la désinfection par rayonnement ultraviolet est abordée de façon plus détaillée dans cette section.

8.2.2 Désinfection par rayonnement ultraviolet

La désinfection des eaux usées par rayonnement ultraviolet consiste à faire passer les eaux usées dans un réacteur dans lequel sont placées des lampes à vapeur de mercure qui émettent des rayons UV.

L'utilisation de cette technologie dans le traitement des eaux usées s'est rapidement répandue depuis les années 1980. On compte maintenant plus de 1 000 installations en Amérique du Nord (WEF-ASCE, 1998). Cette technologie a également été utilisée au Québec dans plusieurs ouvrages municipaux d'assainissement des eaux, à partir de petites stations (30 m³/d) jusqu'à de grandes stations (près de 300 000 m³/d). Il s'agit donc d'une technologie éprouvée. Les connaissances relatives à l'application de cette technologie continuent toutefois d'évoluer de sorte que l'on trouve diverses approches de conception dans la littérature.

Facteurs à considérer

Les principaux facteurs à considérer lors de la conception d'une installation de désinfection des eaux usées par rayonnement ultraviolet sont :

- les débits d'eaux usées, en particulier le débit maximal;
- les caractéristiques des eaux usées incluant le type de traitement préalable au réacteur UV, la concentration en MES et le pourcentage de transmission;
- la concentration en coliformes fécaux permise à l'effluent, en tenant compte du facteur de photoréactivation;
- la dose requise de rayons UV;
- les caractéristiques hydrauliques du réacteur.

Méthodes de conception

Diverses méthodes de conception peuvent être utilisées :

- les essais pilotes ou les essais en laboratoire;
- les modèles mathématiques;
- les données provenant d'installations similaires.

Essais pilotes ou essais en laboratoire

La meilleure façon de tenir compte des caractéristiques particulières d'une eau usée à désinfecter est de procéder à des essais au moyen d'une installation pilote avec les eaux usées à désinfecter ou encore de procéder à des essais en laboratoire sur des échantillons représentatifs des eaux usées à désinfecter à l'aide d'un montage avec collimateur (Crites et Tchobanoglous, 1998, WEF-ASCE, 1998). De tels essais sont réalisés surtout pour des

grandes installations. Lors de la conception d'une nouvelle station d'épuration, il peut ne pas être possible de réaliser des essais parce que les eaux usées traitées à désinfecter ne sont pas disponibles.

Modèles mathématiques

Différents modèles mathématiques ont été élaborés pour calculer la qualité de l'effluent en fonction de la dose de rayons UV appliqués. Nous présentons ci-après trois des principaux modèles de calcul que l'on trouve dans la littérature.

Le modèle de Scheible est présenté dans le manuel de conception de l'U.S. EPA (U.S. EPA, 1986a) et s'écrit de la façon suivante :

$$N = N_0 \exp \left\{ \frac{u x}{2 E} \left[1 - \left(1 + \frac{4 E (a I_{\text{moy}}^b)^{\frac{1}{2}}}{u^2} \right) \right] \right\} + c \text{MES}^m \quad (8.1)$$

où	N	=	concentration de coliformes fécaux à l'effluent du réacteur UV, UFC/100 mL
	N ₀	=	concentration de coliformes fécaux à l'affluent, UFC/100 mL
	u	=	vitesse des eaux usées dans le réacteur, cm/s
	x	=	longueur de la zone irradiée, cm
	E	=	coefficient de dispersion longitudinale, cm ² /s
	I _{moy}	=	intensité moyenne des rayons UV dans la zone irradiée, mW/cm ²
	MES	=	concentration en MES à l'affluent du réacteur UV, mg/L
	a, b, c, m	=	coefficients empiriques

L'intensité est fonction de la puissance des lampes, de leur arrangement à l'intérieur du réacteur et de l'atténuation du rayonnement lors de son passage à travers les eaux usées. L'intensité diffère d'un point à l'autre de sorte que les calculs doivent être basés sur l'intensité moyenne. Une méthode de calcul de l'intensité moyenne a été présentée dans la littérature (EPA, 1986a). En général, le calcul de l'intensité moyenne est fait par le fabricant en tenant compte de l'arrangement qu'il propose et du pourcentage de transmission spécifique à l'installation à concevoir déterminé par le concepteur de la station d'épuration.

Pour calculer le nombre de lampes requises, il faut tenir compte de la perte d'intensité reliée au vieillissement des lampes et de celle causée par leur encrassement (EPA, 1986a). Un facteur de l'ordre de 0,7 à 0,8 est appliqué à l'intensité nominale (l'intensité nominale étant définie comme l'intensité au bout de 100 heures) des lampes pour tenir compte de leur intensité à la fin de leur vie utile. Un autre facteur de l'ordre de 0,6 à 0,7 est appliqué pour tenir compte de l'encrassement des lampes.

Comme les coefficients peuvent varier d'une installation à l'autre, l'utilisation rigoureuse du modèle nécessiterait sa calibration préalable en fonction des eaux usées à traiter. La valeur typique du coefficient de dispersion longitudinale, E , est de $100 \text{ cm}^2/\text{s}$ (WEF, 1986). À défaut de pouvoir calibrer le modèle pour un cas donné, les valeurs suivantes ont été proposées (EPA, 1986a, WEF, 1986) comme approximation pour les coefficients du modèle : $a=1,4 \times 10^{-5}$; $b=1,3$; $c=0,25$ et $m=2,0$. À la suite d'une étude ultérieure sur un plus grand nombre d'installations (HydroQual, 1994, WEF-ASCE, 1998) des valeurs différentes ont été déterminées pour les coefficients suivants : $c=0,69$ et $m=1,6$.

Un modèle empirique plus simple a été élaboré par la suite (Emerick et Darby, 1993, Lodge *et al.*, 1996). Les facteurs ayant un effet significatif dans le modèle, outre la dose de rayon UV, sont la concentration en MES et le pourcentage de transmission. Ce modèle peut être exprimé au moyen des équations suivantes :

$$N = f(D)^n \quad (8.2)$$

$$f = A (\text{MES})^a (T)^b \quad (8.3)$$

$$D = I_{\text{moy}} t \quad (8.4)$$

où	N	=	concentration de coliformes à l'effluent du réacteur UV, UFC/100 mL
	f	=	facteur empirique de qualité de l'eau
	D	=	dose de rayons UV, mW.s/cm^2
	MES	=	concentration en MES à l'affluent du réacteur UV, mg/L
	T	=	pourcentage de transmission des rayons UV, %
	I_{moy}	=	intensité moyenne des rayons UV dans la zone irradiée, mW/cm^2
	t	=	temps d'exposition, s
	A, a, b	=	coefficients empiriques

Ce modèle a été calibré à partir d'effluent de deux installations de boues activées. Les valeurs obtenues pour les différents coefficients sont les suivantes : $n=-1,877$, $A=10^{11,133}$, $a=0,976$, $b=-4,053$. Ces valeurs ne peuvent toutefois pas être généralisées et l'application du modèle à des eaux usées différentes nécessite qu'il soit calibré avec des eaux représentatives de celles à désinfecter. Le modèle a été calibré à partir des coliformes totaux mais il est considéré conservateur s'il est appliqué aux coliformes fécaux.

Un nouveau modèle a été élaboré récemment (Emerick *et al.*, 2000). Contrairement aux modèles précédents, il tient compte des bactéries coliformes associées aux particules, ce qui permet une évaluation plus précise du rendement, surtout pour des exigences de rejet très sévères. Ce modèle s'exprime sous la forme suivante :

$$N = ND_0 e^{-kt} + \frac{NP_0}{k I_{\text{moy}} t} (1 - e^{-kt}) \quad (8.5)$$

où	N	=	concentration totale de coliformes à l'effluent du réacteur UV, UFC/100 mL
	ND ₀	=	concentration de coliformes dispersés à l'affluent du réacteur UV, UFC/100 mL
	NP ₀	=	concentration de coliformes associés à des particules à l'affluent du réacteur UV, UFC/100 mL
	k	=	constante d'inactivation, cm ² /mW.s
	t	=	temps d'exposition, s
	I _{moy}	=	intensité moyenne des rayons UV dans la zone irradiée, mW/cm ²

L'étude du modèle a été faite à partir d'échantillons provenant de 11 stations d'épuration de différents procédés. Les valeurs obtenues pour le coefficient k se situaient entre 0,22 et 0,54. Ces valeurs ne doivent toutefois pas être généralisées à d'autres stations sans que le modèle ne soit calibré avec les eaux usées à traiter. Par ailleurs, les valeurs de ND₀ et NP₀ peuvent être très variables d'une station à l'autre et d'un moment à l'autre pour une même station et il existe peu de statistiques sur les valeurs typiques de NP₀. Ce modèle, comme le précédent, a été établi à partir des coliformes totaux et s'avère plus conservateur s'il est utilisé pour les coliformes fécaux.

L'utilisation de l'un ou l'autre des modèles ci-dessus est acceptable dans la mesure où il est démontré que les paramètres et coefficients utilisés sont représentatifs du cas auquel il est appliqué. Par contre, ils peuvent s'avérer difficiles à appliquer, surtout pour une nouvelle station pour laquelle il n'est pas possible d'obtenir des données sur les eaux à désinfecter.

Données provenant d'installations similaires

Dans plusieurs cas, la réalisation d'essais pilotes ou d'essais en laboratoire et l'utilisation de modèles mathématiques peuvent ne pas être possibles. Dans les cas de petites stations d'épuration, d'une part, et de situations pour lesquelles les exigences de rejet ne sont pas excessivement sévères pour une désinfection UV, d'autre part (par exemple de l'ordre de 10² à 10³ UFC/100 mL pour des rejets dans les eaux de surface comparativement à des exigences plus sévères parfois fixées pour un recyclage de l'effluent), l'utilisation de ces méthodes de conception est moins essentielle. Un degré de précision moindre peut alors être acceptable lors de la conception à condition d'opter pour une conception conservatrice, d'autant plus que le coût associé à une marge de sécurité est relativement peu élevé pour une installation comprenant quelques lampes ou quelques modules seulement. La conception peut alors être faite à partir de l'expérience de manufacturiers ayant une vaste expérience sur des installations comparables déjà en exploitation.

Lorsque cette approche est utilisée, il est toutefois nécessaire de fournir les diverses hypothèses retenues pour la conception de l'installation comme le pourcentage de transmission, la concentration en MES, la concentration initiale en coliformes fécaux l'intensité moyenne, le temps d'exposition et autres. Le consultant doit alors s'assurer que le manufacturier possède effectivement des données sur des installations comparables à l'appui de la conception proposée.

Débits

C'est le débit maximal qui sert de base pour le calcul du temps de rétention dans le réacteur UV ou temps d'exposition. Les autres conditions de débits (débit minimum, débit moyen) servent à vérifier le comportement hydraulique du réacteur.

Caractéristiques des eaux usées

Les caractéristiques des eaux usées à désinfecter ayant le plus d'incidence sur le système de désinfection sont le pourcentage de transmission, la concentration en MES et la concentration en coliformes fécaux. Ces paramètres sont par ailleurs intimement liés au type de traitement introduit en amont du système de désinfection.

Le pourcentage de transmission de rayons UV influence directement l'intensité moyenne qui sera produite dans le réacteur par les lampes. Il est fonction de la quantité de rayons UV qui sera absorbée par les substances présentes dans les eaux usées. Pour une station existante, il peut être déterminé sur des échantillons en laboratoire. Lors de la conception d'une nouvelle station, les eaux usées traitées avant désinfection n'étant pas disponibles, des valeurs typiques de transmission peuvent être utilisées en fonction du type de traitement prévu. Le pourcentage de transmission dans un effluent de traitement secondaire peut être de l'ordre de 60 à 74 % alors que dans un effluent de traitement tertiaire (secondaire suivi d'une filtration), il peut être de l'ordre de 67 à 82 % (EPA, 1986a). Dans un effluent d'étangs, le pourcentage de transmission est plus faible, soit de l'ordre de 30 à 50 %. En l'absence de pourcentage de transmission mesuré, les valeurs les plus faibles de la plage doivent être retenues pour la conception. Une attention particulière doit être portée aux eaux usées susceptibles de contenir des substances ayant une incidence importante sur le pourcentage de transmission comme des composés organiques, des matières humiques ou une teneur élevée en fer, qu'il s'agisse de substances présentes dans les eaux usées brutes ou générées dans le système de traitement.

La concentration en MES à l'affluent du réacteur UV est fonction du rendement du système de traitement situé en amont. La valeur utilisée pour la conception doit donc correspondre au rendement en MES reconnu pour le type de traitement secondaire utilisé.

La concentration en coliformes fécaux dans les eaux à désinfecter dépend aussi du système de traitement en amont. Elle peut être très variable. L'ordre de grandeur typique de la concentration en coliformes fécaux à l'effluent d'un système de traitement secondaire est de 10^4 à 10^5 UFC/100 mL avec un maximum de l'ordre de 10^6 UFC/100 mL (EPA, 1986a). Il est aussi démontré que les coliformes associés à des particules présentes dans les eaux usées ont une incidence sur le rendement d'un système de désinfection UV. Une étude menée avec des échantillons d'effluents de 11 stations d'épuration de différents procédés (Emerick *et al.*, 2000) indiquait des taux de coliformes totaux associés à des particules de l'ordre de 10^3 à 10^4 UFC/100 mL pour des traitements secondaires de type boues activées, de l'ordre de 10^4 à 10^5 UFC/100 mL pour des systèmes à cultures fixées (lits bactériens) et des valeurs plus faibles de l'ordre de 10^2 à 10^3 pour des effluents d'étangs.

Concentration permise à l'effluent et photoréactivation

Les coliformes fécaux sont l'indicateur utilisé au Québec pour fixer le niveau de désinfection requis pour les eaux usées.

Lors de la conception d'un système de désinfection UV, il faut tenir compte du facteur de photoréactivation. Les dommages causés aux micro-organismes lors du processus de désinfection peuvent être en partie réparés après désinfection. Le taux d'augmentation de coliformes fécaux peut être variable selon les conditions du milieu mais une augmentation de l'ordre d'une unité logarithmique est considérée pour fins de conception. Le système de désinfection doit donc être conçu pour atteindre une concentration en coliformes fécaux 10 fois plus faibles que celle visée.

Équipements

Les composantes d'un système de désinfection UV comprennent les lampes, le réacteur dans lequel elles sont situées, les régulateurs de puissance (« ballast ») et un régulateur de niveau d'eau dans le réacteur.

La désinfection des eaux usées par rayonnement ultraviolet se fait généralement au moyen de lampes submergées dans un canal ouvert (figure 8.1). Les lampes peuvent être installées en position horizontale, parallèlement à l'écoulement, ou en position verticale, perpendiculairement à l'écoulement, mais la majorité des installations sont avec des lampes en position horizontale. Le canal doit être muni d'un régulateur de niveau d'eau pour maintenir les lampes submergées. Dans les grandes installations, ce dispositif est souvent constitué d'une vanne basculante à contrepoids alors que dans les petites installations, il s'agit généralement d'un seuil déversoir offrant une longueur de déversoir suffisante pour minimiser les variations de hauteur d'eau. Les petites installations peuvent se faire au moyen d'un canal préfabriqué.

La plupart des installations de désinfection par rayonnement ultraviolet sont constituées de lampes au mercure à basse pression émettant une lumière monochrome d'une longueur d'onde de 253,7 nm. Les lampes sont insérées dans des gaines de quartz. L'espacement typique entre les lampes est de 75 mm. Des lampes à moyenne pression et des lampes à basse pression et forte intensité sont également disponibles surtout pour des applications de grande capacité ou des effluents de moins bonne qualité.

Dosage de rayons UV

La dose de rayons UV est le produit de l'intensité moyenne par le temps d'exposition tel qu'indiqué à l'équation 8.4.

Le temps d'exposition utilisé pour calculer la dose de rayons UV est déterminé en divisant le volume utile du réacteur par le débit maximal d'eaux usées à désinfecter. Le volume utile du réacteur est le volume liquide correspondant à la section utile des lampes, soit la longueur de la partie lumineuse. Le temps d'exposition est généralement de l'ordre de 5 à 10 secondes à débit maximal pour la désinfection d'effluent d'un système de traitement secondaire. Pour des petites installations où le débit est intermittent ou très variable, un bassin d'égalisation ou une recirculation peut être considéré si requis.

Caractéristiques hydrauliques

Les caractéristiques hydrauliques visées à l'intérieur du réacteur sont un écoulement de type piston, un écoulement uniforme à travers la section entière du canal et une dispersion transversale suffisante pour permettre à l'ensemble des eaux usées de recevoir une dose moyenne en cheminant successivement dans les points les plus rapprochés et les points les plus éloignés des lampes. L'écoulement de type piston est assuré au moyen de canaux allongés et étroits. Les zones d'entrée et de sortie du réacteur doivent être conçues de manière à favoriser un écoulement uniforme dans le réacteur, soit au moyen d'un canal de longueur suffisante, d'une zone de dissipation d'énergie ou autre. La dispersion transversale est favorisée en s'assurant d'avoir une vitesse d'écoulement suffisante pour créer un écoulement turbulent (nombre de Reynolds supérieur à 6 000 selon EPA, 1986a) tout en évitant des vitesses trop élevées pour minimiser les pertes de charge. Les systèmes conventionnels fonctionnant avec des vitesses d'approches de l'ordre de 5 à 50 cm/s semblent satisfaire ces objectifs (WEF-ASCE, 1998).

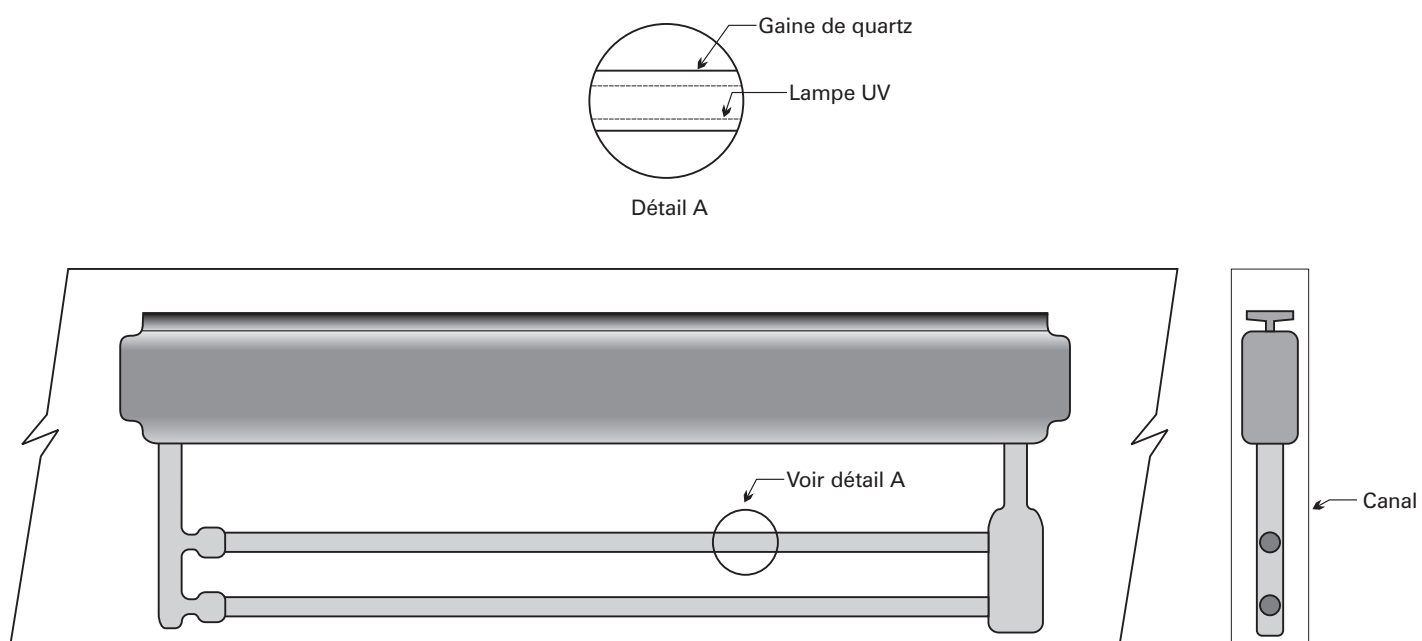


Figure 8.1 Schéma d'installation à deux lampes

Rendement

On ne peut déterminer un rendement typique d'un système de désinfection par rayonnement UV puisque celui-ci peut être dimensionné pour fournir différentes doses selon l'objectif à l'effluent visé lors de la conception.

Crites et Tchobanoglous (1998) indiquent que des dosages UV se situant entre 10 et 85 mW.s/cm² permettent d'atteindre des rendements de 1 000 à 23 UFC/100 mL en coliformes totaux avant réactivation pour un effluent typique de boues activées ayant un pourcentage de transmission de 65 % et une concentration en MES de 20 mg/L. En considérant un facteur de réactivation d'une unité logarithmique, ces rendements seraient de l'ordre de 10 000 à 230 UFC/100 mL en coliformes totaux. La teneur en coliformes fécaux serait inférieure à celle en coliformes totaux pour les mêmes dosages.

Exploitation

L'analyse du nombre de coliformes fécaux doit être ajoutée aux autres paramètres de suivi de la qualité de l'effluent lorsqu'une exigence s'applique pour ce paramètre, tel que prévu à l'annexe 4 du *Guide de présentation des demandes d'autorisation pour les systèmes de traitement des eaux usées d'origine domestique*.

Un nettoyage fréquent ainsi que le remplacement lorsque requis des lampes, des régulateurs de puissance et des gaines de quartz sont des fonctions essentielles pour assurer le maintien du rendement d'un système de désinfection par rayonnement ultraviolet. Le système doit être conçu et installé de façon à faciliter le nettoyage et le remplacement des pièces.

La fréquence de nettoyage des gaines peut varier d'une installation à l'autre selon les caractéristiques des eaux usées. La fréquence médiane de nettoyage est d'environ une fois par mois (WEF-ASCE, 1998) mais certaines installations nécessitent un nettoyage plus fréquent. Elle doit être précisée dans le manuel d'exploitation basée sur l'expérience acquise lors de la période de rodage et être ajustée au besoin.

La durée de vie des lampes est de l'ordre de 8 760 à 14 000 heures mais elles sont généralement remplacées après 12 000 heures d'utilisation (EPA, 1999). La durée de vie des régulateurs de puissance est d'environ 10 à 15 ans et ils sont habituellement remplacés aux 10 ans. La durée de vie des gaines de quartz est d'environ 5 à 8 ans mais ils sont généralement remplacés aux 5 ans.

SOMMAIRE – DÉSINFECTION UV	
Méthodes de conception	Essais pilotes ou essais en laboratoire Modèles mathématiques équation 8.1 ou équations 8.2 à 8.4 ou équation 8.5 Données d'installations similaires
Temps d'exposition	5 à 10 secondes à débit maximal
Intensité Nominale Facteur relié à l'âge des lampes Facteur d'encrassement	Après 100 heures 0,7 à 0,8 0,6 à 0,7
Pourcentage de transmission	Selon efficacité et type de traitement amont
Facteur de photoréactivation	1 unité logarithmique

9. CHAMP DE POLISSAGE ET AUTRES TRAITEMENTS PAR LE SOL

L'utilisation du sol comme milieu de traitement et d'évacuation des eaux usées se fait généralement au moyen de l'installation septique conventionnelle composée d'une fosse septique et d'un élément épurateur (section 3). D'autres approches basées sur l'utilisation du sol ont toutefois été élaborées. Ces approches peuvent être regroupées en deux catégories principales. La première approche consiste à effectuer un traitement plus poussé des eaux usées avant de les infiltrer dans le sol. La seconde approche consiste à utiliser des techniques d'épandage en surface du sol plutôt qu'un réseau d'épandage souterrain comme dans le cas d'un élément épurateur.

Dans l'approche consistant à utiliser un système de traitement plus performant qu'une simple fosse septique avant d'infiltrer les eaux usées dans le sol, il y a lieu de faire une distinction en fonction du degré de traitement considéré. Au cours de la dernière décennie, la littérature a fait état de différents cas d'infiltration à haut taux de charge d'effluents provenant de systèmes que l'on peut qualifier de secondaire avancé (filtres à sable ou autres) dans lesquels un enlèvement poussé de la matière organique et des matières en suspension avait été réalisé. Ces ouvrages d'infiltration sont désignés comme étant des champs de polissage (voir la section 9.2).

L'infiltration dans le sol d'effluent de qualité intermédiaire, comme un traitement secondaire de base, est toutefois moins documentée. Compte tenu que la charge organique et les matières en suspension résiduelles demeurent susceptibles de créer une couche colmatante dans le sol, bien qu'à un degré moindre que pour un effluent de fosse septique, ces ouvrages d'infiltration sont plutôt désignés comme étant des éléments épurateurs à superficie réduite (voir la section 9.1).

Les autres types de traitement par le sol tels l'infiltration lente, l'infiltration rapide ou le ruissellement, qui font appel à des techniques d'épandage en surface du sol, sont peu utilisés pour le traitement des eaux usées d'origine domestique au Québec. Ils ne feront donc pas l'objet d'une section détaillée du guide. Ces techniques sont expliquées brièvement à la section 9.3. On y indique les principales références qui peuvent être consultées dans l'analyse de projets susceptibles d'être soumis.

9.1 ÉLÉMENTS ÉPURATEURS À SUPERFICIE RÉDUITE

L'expression élément épurateur à superficie réduite est utilisée pour désigner un ouvrage permettant l'infiltration dans le sol de l'effluent d'un système de traitement secondaire à taux de charge hydraulique plus élevé que pour un effluent de fosse septique.

Caractéristiques d'un effluent secondaire

La qualité de l'effluent d'un système de traitement secondaire peut différer selon le type de traitement et les critères de conception utilisés. Comme qualité typique d'un effluent secondaire en vue de son infiltration dans le sol, un effluent dont la concentration en DBO_5C est inférieure ou égale à 25 mg/L et la concentration en MES est inférieure ou égale à 30 mg/L est considéré. Il peut s'agir d'une technologie conventionnelle décrite dans les sections précédentes de ce guide ou d'une nouvelle technologie ayant fait l'objet d'un classement pour des rendements correspondant à un traitement secondaire par le comité sur les nouvelles technologies de traitement des eaux usées conformément au *Guide de présentation des demandes d'autorisation pour les systèmes de traitement des eaux usées d'origine domestique*.

Réduction de superficie

Il est généralement admis qu'une réduction de la charge organique et des matières en suspension d'un effluent permet d'augmenter le taux de charge hydraulique à long terme applicable à son infiltration dans le sol. Différentes méthodes empiriques ont été considérées pour établir les taux de charge hydraulique applicables en tenant compte de la réduction de charges appliquées en matières organiques et en solides en suspension (Laak, 1970, Siegrist et Boyle, 1987, Jenssen et Siegrist, 1991). L'expérience à l'appui de ces méthodes demeure toutefois limitée et difficile à généraliser pour les différents types de sol.

Par ailleurs, la qualité de l'effluent peut varier dans le temps, surtout pour de petits systèmes de traitement secondaire où les débits et charges sont très variables et pour lesquels les conditions d'exploitation et de surveillance sont minimales. La variabilité de la qualité de l'effluent de petits systèmes de traitement secondaire, en particulier des systèmes fonctionnant selon le principe d'aération prolongée, a été largement rapportée dans la littérature (Nilsson, 1990, U.S. EPA, 1989, Smith et Daigh, 1981, Guo *et al.*, 1981). L'effet d'une variation de concentration à l'effluent et l'effet colmatant relié à la nature des matières en suspension qui peut s'échapper d'un décanteur secondaire sont aussi documentés (Sack *et al.*, 1991, Otis, 1984). Bien que la classification des technologies dont le rendement a été démontré et l'instauration d'un programme de suivi de chaque installation devraient permettre d'améliorer le rendement, aucune installation n'est à l'abri de pertes occasionnelles ou sporadiques de biomasse qui peuvent se produire entre deux périodes d'échantillonnage. Il y a donc lieu d'adopter des taux de charges hydrauliques conservateurs.

Les réductions de superficie spécifiées dans les règlements des États américains ou dans les documents techniques, par exemple pour des installations aérées, ne sont pas uniformes , allant de aucune réduction à une réduction de 25 %, de 33 % ou de 50 %.

Sur la base des renseignements actuellement disponibles, le MENV considère acceptable de réduire la superficie des éléments épurateurs de 33 % par rapport à celle calculée pour un élément épurateur recevant l'effluent d'une fosse septique tel que spécifié à la section 3. Les taux de charge hydraulique acceptés pour un effluent de traitement secondaire sont donc ceux spécifiés aux tableaux 3.2, 3.3 et 3.4 majorés de 50 %. Pour que de tels taux puissent s'appliquer, il faut toutefois s'assurer que l'eau puisse être évacuée sans entraîner une remontée excessive de la nappe sous l'élément épurateur.

Épaisseur de sol non saturé

Le traitement secondaire des eaux usées préalablement à leur infiltration dans le sol permet non seulement une réduction des concentrations des matières polluantes susceptibles de colmater l'élément épurateur mais entraîne aussi un rabattement significatif de la contamination bactérienne. Un rabattement des coliformes fécaux allant jusqu'à une ou deux unités logarithmiques peut typiquement être atteint dans un traitement secondaire.

L'épaisseur minimale de sol non saturé entre la surface d'application des eaux usées sur le sol (base du lit de pierre ou d'une chambre d'infiltration) peut donc être réduite de 90 à 60 cm. Cette épaisseur minimale de 60 cm s'applique toutefois après remontée de la nappe.

Autres critères de conception

Les autres critères de conception des différents types d'éléments épurateurs apparaissant à la section 3 s'appliquent également à un élément épurateur à superficie réduite destiné à recevoir l'effluent d'un système de traitement secondaire.

9.2 CHAMP DE POLISSAGE

L'expression champ de polissage est utilisée pour désigner l'ouvrage d'infiltration dans le sol de l'effluent d'un système de traitement secondaire avancé.

Lorsque l'effluent d'un système de traitement très performant pour l'enlèvement des matières organiques et des matières en suspension, de niveau que l'on peut qualifier de secondaire avancé, est infiltré dans le sol, les mécanismes de colmatage biologique sont sensiblement réduits. Des taux de charge hydraulique plus élevés peuvent être appliqués. Le sol est alors utilisé davantage comme milieu d'évacuation des eaux usées que comme un milieu de traitement. Malgré un traitement plus poussé, l'effluent d'un système de traitement secondaire avancé demeure contaminé sous divers aspects, en particulier du point

de vue bactériologique, d'où la nécessité d'un certain polissage de l'effluent lors de son infiltration dans le sol.

Caractéristiques d'un effluent secondaire avancé

Les critères fixés par le ministère de l'Environnement pour l'effluent d'un système de traitement secondaire avancé sont une concentration en DBO₅C inférieure ou égale à 15 mg/L, une concentration en MES inférieure ou égale à 15 mg/L et une concentration en coliformes fécaux inférieure ou égale à 50 000 UFC/100 mL. L'effluent peut provenir d'une technologie conventionnelle décrite dans les sections précédentes, comme les filtres à sable ou à gravier, dans la mesure où ils respectent les critères de qualité fixés ou ceux d'une nouvelle technologie qui a fait l'objet d'un classement pour des rendements correspondant à un traitement secondaire avancé par le comité sur les nouvelles technologies de traitement des eaux usées conformément au *Guide de présentation des demandes d'autorisation pour les systèmes de traitement des eaux usées d'origine domestique*.

Taux de charge hydraulique

Malgré divers projets de démonstration au Québec ou ailleurs et quelques articles scientifiques concernant l'infiltration à haut taux de charge dans le sol d'un effluent de bonne qualité, l'expertise à ce jour demeure limitée. Dans l'état actuel des connaissances, il est difficile d'extrapoler des règles générales à partir de quelques cas particuliers ayant fait l'objet d'essais sur le terrain. L'analyse théorique est également limitée puisque les différentes hypothèses n'ont généralement pas fait l'objet de validation en conditions réelles pour les différentes conditions critiques susceptibles de se manifester.

Le ministère de l'Environnement a établi des superficies minimales d'absorption pour les champs de polissage recevant des effluents provenant de systèmes de traitement secondaire avancé dans le *Règlement sur l'évacuation et le traitement des eaux usées des résidences isolées* (Q-2, r.8). Ces superficies minimales correspondent à des limites maximales de taux de charge hydraulique pour les différentes catégories de sol. L'adaptation des critères du règlement Q-2, r.8 en fonction des catégories de sols utilisées pour les éléments épurateurs à la section 3 est présentée au tableau 9.1.

Tableau 9.1 Taux de charge hydraulique pour des champs de polissage

Caractéristiques du sol	Conductivité hydraulique (cm/s)	Taux de percolation (min/cm)	Taux de charge hydraulique (L/m ² .d)
Gravier ou sable grossier	$> 5 \times 10^{-2}$	< 1	100
Sable moyen à grossier ou sable limon à structure granulaire	5×10^{-2} à 4×10^{-3}	1 à 4	100
Sable moyen, fin ou très fin ou sable limon	4×10^{-3} à 4×10^{-4}	4 à 15	50
Limon sablonneux, limon ou limon silteux à structure modérée ou forte			
Limon sablonneux, limon ou limon silteux à structure faible	4×10^{-4} à 2×10^{-4}	15 à 25	50
Limon argile sablonneux, limon argileux ou limon argile silteux à structure modérée ou forte			
Limon argile sablonneux, limon argileux ou limon argile silteux à structure faible	2×10^{-4} à 6×10^{-5}	25 à 45	20
Argile sablonneuse, argile ou argile silteuse à faible contenu en argile avec structure modérée ou forte			
Autres sols à haute teneur en argile avec structure stratifiée, faible ou massive ou sols à consistance ferme ou cimentée	$< 6 \times 10^{-5}$	> 45	Non recommandé

Tyler et Converse (1994) ont proposé des taux de charge hydraulique à peu près semblables pour l'infiltration d'effluents de filtres à sable, sauf en ce qui concerne les sols très perméables tels les sables moyens à grossier pour lesquels le taux de charge hydraulique peut atteindre 530 L/m².d et les limons sablonneux ou silteux à structure modérée ou forte pour lesquels il peut atteindre 200 L/m².d. Ils mentionnent toutefois que ces taux ont été établis pour des sols uniformes sur une grande profondeur en considérant qu'il n'y a pas de nappe d'eau ou d'horizon moins perméable à faible profondeur. Des taux supérieurs à celui de 100 L/m².d spécifié au tableau 9.1 peuvent être considérés pour ces catégories de sol à condition qu'une étude exhaustive sur les caractéristiques du sol et les conditions d'évacuation, faite par un spécialiste, démontre qu'un tel taux de charge peut être évacué sans remontée excessive de la nappe et sans risque de contamination d'une source d'alimentation en eau.

Dans tous les cas, l'introduction d'un champ de polissage nécessite une étude de remontée de la nappe sous la surface d'application. Lorsque la nappe est à peu près horizontale, c'est-

à-dire avec un gradient hydraulique inférieur ou égal à 1 %, le modèle de Hantush peut être utilisé pour évaluer la remontée de la nappe. Lorsque la nappe présente un gradient hydraulique supérieur à 1 %, la vérification peut être faite au moyen de la loi de Darcy en considérant que toute l'eau doit être évacuée dans le sens du gradient hydraulique sur une largeur correspondant à la longueur du champ de polissage dans la direction perpendiculaire au gradient.

Épaisseur de sol non saturé

Lorsque le sol est très perméable, c'est-à-dire avec une conductivité hydraulique supérieure à 4×10^{-3} cm/s ou un temps de percolation inférieur à 4 min/cm, ou que sa texture correspond à l'une des deux catégories situées au haut du tableau 9.1, l'épaisseur de sol non saturé sous la surface d'application des eaux usées (base du lit de pierre ou d'une chambre d'infiltration) doit être d'au moins 60 cm après la remontée de la nappe.

Dans les autres cas, cette épaisseur doit être d'au moins 30 cm après la remontée de la nappe.

Impact environnemental

Malgré que les eaux usées aient subi un traitement relativement poussé avant d'être infiltrées dans le sol, certains contaminants demeurent présents dans les effluents de systèmes de traitement secondaire avancé. C'est notamment le cas du phosphore et de l'azote, en plus d'une contamination bactériologique résiduelle.

Impact sur les eaux de surface

Lorsque les eaux usées sont infiltrées à haut taux de charge directement dans le sol, on peut considérer que l'enlèvement du phosphore se fait uniquement par fixation dans le sol puisque le phosphore est injecté sous la zone des racines. Bien que le sol puisse offrir une importante capacité initiale de rétention de phosphore, alors que sa teneur en phosphore est faible, la proportion de phosphore retenue diminue en fonction de la saturation du sol traversé par l'effluent. À plus ou moins long terme, le phosphore excédentaire véhiculé par les eaux souterraines risque d'entraîner une détérioration de la qualité des eaux de surface alimentées par la nappe. Une concentration en phosphore dans les eaux souterraines, même relativement faible comparativement à celle d'un effluent traité, peut être élevée par rapport au niveau acceptable dans les eaux de surface (de l'ordre de 0,01 à 0,03 mg/L selon les milieux) et s'avérer problématique en termes de masse compte tenu que la baisse de concentration peut être attribuable en grande partie à la dilution.

Ce risque est minimisé dans le cas des installations septiques des résidences isolées où les débits et charges sont faibles. Il peut toutefois en être autrement pour des installations de plus grande capacité, surtout si les eaux sont infiltrées à plus haut taux de charge

hydraulique à la suite d'un traitement préalable plus poussé. La rétention du phosphore dans les sols utilisés pour infiltrer des effluents d'eaux usées est complexe. Elle dépend de plusieurs facteurs comme la chimie du sol, sa capacité d'adsorption, la concentration et le taux de charge des eaux infiltrées, les conditions d'oxydation, la végétation, les pentes ou autres. La quantité de phosphore retenue ainsi que l'étendue de la zone d'influence du phosphore varient d'un site à l'autre. Il est toutefois démontré que la zone d'augmentation de concentration en phosphore peut s'étendre avec les années et que l'on peut trouver des concentrations relativement élevées dans les eaux souterraines (Ptacek *et al.*, 1997, Gerritse *et al.*, 1995, Driescher et Gelbrecht, 1993).

Le ministère de l'Environnement admet généralement que les installations septiques situées à plus de 300 mètres d'un lac ou de ses tributaires ne devraient pas avoir un effet significatif sur les apports en phosphore dans le lac. Une approche semblable a été proposée en Ontario selon des sources citées par Michalski (1994). Pour les champs de polissage situés à moins de 300 mètres d'un lac ou de l'un de ses tributaires, il est recommandé d'évaluer la capacité de fixation en phosphore du sol.

En agriculture, il a été démontré qu'un enrichissement excessif du sol en phosphore peut entraîner une augmentation de la quantité de phosphore présente dans les eaux de surface, notamment lorsque le taux de saturation du sol en phosphore dépasse 10 %. L'approche utilisée au Québec pour déterminer le pourcentage de saturation en phosphore du sol consiste à mesurer la teneur du sol en phosphore et sa teneur en aluminium en utilisant l'extractif Mehlich III (*Guide agro-environnemental de fertilisation, ministère de l'Environnement du Québec, 1999*). Le pourcentage de saturation correspond alors au rapport de la teneur en phosphore sur la teneur en aluminium. Il n'est pas évident de transposer directement la situation du domaine agricole, où le phosphore est appliqué à la couche superficielle de sol, à des épandages souterrains dans des couches plus profondes, car les phénomènes de migration ou de lessivage du phosphore peuvent être très différents.

Pour le traitement des eaux usées domestiques par infiltration dans le sol, certains auteurs mentionnent que la capacité de rétention du sol en phosphore peut être déterminée au moyen d'essais d'adsorption (EPA, 1981, Reed *et al.*, 1995). Il y a cependant peu de données disponibles, à savoir si la capacité de rétention a été vérifiée après saturation du sol.

Si l'on projette d'introduire un champ de polissage à moins de 300 mètres d'un lac ou de l'un de ses tributaires, on doit en évaluer l'impact à long terme. Une façon de le faire consiste à déterminer la capacité de fixation du sol en phosphore, selon l'une ou l'autre des méthodes indiquées ci-dessus et s'assurer que cette capacité sera suffisante pour fixer la charge en phosphore prévue sur une période d'au moins 20 ans. La zone de sol qui peut être considérée pour déterminer la capacité de fixation en phosphore est l'épaisseur de sol non saturé entre la surface d'application des eaux usées et le niveau de la nappe sur la superficie d'épandage des eaux usées. On doit aussi aménager au moins un puits d'échantillonnage des eaux souterraines en aval de la zone d'infiltration et mesurer la concentration en phosphore

une fois par trimestre, sauf l'hiver. Lorsque la concentration atteint 150 % de sa valeur initiale, l'infiltration dans le sol doit être remplacée par une autre méthode de déphosphatation.

Impact sur les eaux de consommation

L'effluent d'un système de traitement secondaire avancé n'est pas désinfecté puisque seul un rabattement des coliformes fécaux jusqu'à 50 000 UFC/100 mL est exigé. Par ailleurs, les taux de charge hydraulique plus élevés et l'absence d'un matelas colmatant limitent l'efficacité de polissage par le sol. Aucune exigence n'est fixée en ce qui concerne l'enlèvement de l'azote. Plusieurs types de traitements effectuent une transformation de l'azote contenu dans les eaux usées plutôt que de l'éliminer, de sorte qu'il peut en résulter un effluent traité chargé en nitrates.

Comme dans le cas d'un élément épurateur, une distance minimale de 30 mètres est exigée par rapport à un puits ou une source d'eau d'alimentation. Les exigences de la section 3.3 s'appliquent également à un champ de polissage.

9.3 AUTRES TYPES DE TRAITEMENT PAR LE SOL

Outre les différents types d'éléments épurateurs énumérés à la section 3, il existe d'autres techniques de traitement par infiltration dans le sol ou par ruissellement sur le sol, en particulier les suivantes :

- ruissellement sur le sol;
- infiltration rapide;
- infiltration lente.

Ces types de traitement ne sont à peu près pas utilisés au Québec, probablement en raison, en grande partie, de nos conditions climatiques rigoureuses. Les projets faisant appel à l'une ou l'autre de ces techniques doivent faire l'objet d'une analyse cas par cas en se basant sur les guides et la littérature disponibles.

Les principaux documents de référence à considérer sont :

- *Process Design Manual for Land Treatment of Municipal Wastewater*, U.S. EPA 1981;
- *Process Design Manual for Land Treatment of Municipal Wastewater, Supplement on Rapid Infiltration and Overland Flow*, U.S. EPA 1984;
- *Natural Systems for Waste Management and Treatment, Second Edition*, Reed, S.C., R.W. Crites, et E.J. Middlebrooks, 1995;
- *Small and Decentralized Wastewater Management Systems*, Crites R. et G. Tchobanoglous, 1998.

On y indique notamment les caractéristiques des sols permettant l'application de ces techniques, les contraintes environnementales reliées au choix des sites de traitement, les méthodes de détermination des taux de charge pouvant être appliqués ainsi que les divers critères de conception et d'installation des ouvrages.

Ces types de traitement sont présentés brièvement ci-dessous. Comme ils ont parfois été proposés comme solution de rechange à la déphosphatation chimique des eaux usées, certaines indications relatives à l'enlèvement du phosphore par la végétation ou par le sol y sont abordées.

Ruissellement sur le sol

Le traitement des eaux usées par ruissellement sur le sol consiste à utiliser la surface du sol et la végétation comme milieu de support de culture fixée pour traiter les eaux usées sur un sol peu perméable. L'eau traitée est collectée au moyen de fossé de drainage après avoir été traitée en ruisselant sur un sol en pente légère sur une certaine distance. Comme pour l'infiltration lente, cette technique nécessite l'emmagasiner des eaux usées en période hivernale ou en période pluvieuse.

Comme il y a généralement peu d'infiltration dans le sol, l'enlèvement du phosphore se fait principalement par la végétation, le phosphore enlevé correspondant au contenu en phosphore de la masse végétale récoltée. Les quantités de phosphore extraites, en se basant sur trois récoltes par an, peuvent atteindre de 20 à 60 kg P/ha.an selon la végétation et les autres facteurs locaux (EPA, 1981). Elle est estimée à 16,8 kg P/ha.an pour l'herbe selon Environnement Canada (1985). Une valeur de 20 kg P/ha.an peut être utilisée pour déterminer la superficie requise, à moins que des justifications détaillées, notamment sur la masse végétale qui sera récoltée et son contenu en phosphore, démontrent qu'un taux supérieur peut être appliqué.

Infiltration rapide

L'infiltration rapide consiste à aménager des bassins d'infiltration fonctionnant en alternance. Ces bassins fonctionnent selon la séquence suivante : remplissage, infiltration des eaux usées et séchage. Cette approche nécessite un sol très perméable et une nappe d'eau profonde. Bien que cette technique ait été utilisée dans certains États du Nord des États-Unis, son application au Québec en conditions hivernales n'est pas démontrée.

L'enlèvement de phosphore se fait par fixation dans le sol, comme dans le cas de l'épandage souterrain des eaux usées à haut taux de charge et les mêmes conditions s'y appliquent.

Infiltration lente

L'infiltration lente fonctionne selon le principe de l'irrigation agricole. Les eaux usées sont appliquées sur le sol à faible taux de charge hydraulique, soit au moyen de gicleurs ou autre méthode d'irrigation. Le taux de charge hydraulique est établi en tenant compte de l'évapotranspiration, de la perméabilité du sol et des précipitations. Cette approche nécessite l'emmagasinage des eaux usées en période hivernale ou en période pluvieuse.

En ce qui concerne l'enlèvement du phosphore, l'infiltration lente d'eaux usées appliquées à la surface d'un sol perméable permet de faire appel aux deux mécanismes mentionnés précédemment, une partie du phosphore étant enlevé dans la masse végétale récoltée, le reste du phosphore étant fixé dans le sol dans lequel s'infiltrent les eaux usées. Il faut s'assurer que la capacité de fixation du sol est suffisante pour recevoir la charge en phosphore non extraite par la végétation sur une période de 20 ans. Un puits d'échantillonnage avec suivi de la concentration en phosphore est proposé comme dans le cas de l'épandage souterrain des eaux usées à haut taux de charge.

SOMMAIRE – AUTRES TRAITEMENTS PAR LE SOL	
Élément épurateur à superficie réduite Traitement préalable Réduction de superficie Taux de charge hydraulique Surface d'infiltration – nappe (après remontée) Autres critères de conception	Traitement secondaire - 33 % vs élément épurateur tableaux 3.2 à 3.4 plus 50 % 60 cm Éléments épurateurs section 3
Champ de polissage Traitement préalable Taux de charge hydraulique Surface d'infiltration – nappe (après remontée)	Traitement secondaire avancé Tableau 9.1 60 cm si sol très perméable 30 cm dans les autres cas