

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

***Chapitre 4  
Études de cas***

# *Chapitre 4*

## *Études de cas*

### **TABLE DES MATIÈRES**

4.1	Les épandages souterrains .....	page 4-1
4.1.1	Le cas de Westboro au Wisconsin .....	page 4-4
4.1.2	Le cas de Somers au Connecticut .....	page 4-12
4.1.3	Le cas de Brownville Junction dans le Maine .....	page 4-16
4.1.4	Le cas du campement de LG4 à la Baie James .....	page 4-21
4.1.5	Le cas de La Bellefeuille .....	page 4-32
4.1.6	Sommaire .....	page 4-40
4.2	Les filtres intermittents .....	page 4-41
4.2.1	Le cas de Dexter en Orégon .....	page 4-41
4.2.2	Le cas de Elkton en Orégon .....	page 4-48
4.2.3	Le cas de Saint-Joseph-de-Coleraine, secteur Vimy Ridge .....	page 4-53
4.2.4	Le cas du Village des Sports .....	page 4-63
4.2.5	Le cas du Poste La Vérendrye .....	page 4-73
4.2.6	Le cas de la «U.S. Basketball Academy» .....	page 4-83
4.2.7	.....	page 4-87
	Bibliographie .....	page 4-88
	Annexe	



***Chapitre 4***  
***Études de cas***  
**LISTE DES TABLEAUX**

Tableau 4-1	Les études de cas .....	page 4-2
Tableau 4-2	Le taux de charge hydraulique, cas de Westboro .....	page 4-9



# Chapitre 4

## Études de cas

### LISTE DES FIGURES

Figure 4-1	Les lits d'infiltration de Westboro, Wisconsin . . . . .	page 4-5
Figure 4-2	Détermination du taux de charge d'un lit d'infiltration . . . . .	page 4-10
Figure 4-3	Le diagramme MESO . . . . .	page 4-11
Figure 4-4	Les tranchées de Somers au Connecticut; schéma d'écoulement d'un module de six tranchées . . . . .	page 4-15
Figure 4-5	Établissement de la distance minimale entre les tranchées par essai <i>in situ</i> . . . . .	page 4-15
Figure 4-6	Les lits d'infiltration de Brownville Junction, Maine . . . . .	page 4-18
Figure 4-7	Le système de distribution des lits de Brownville Junction, Maine . . . . .	page 4-20
Figure 4-8	Les tertres à sable hors sol du campement de LG4, Baie James . . . . .	page 4-22
Figure 4-9	Coupe type d'un tertre à sable hors sol à LG4, Baie James . . . . .	page 4-23
Figure 4-10	Le niveau de la nappe sous les tertres de LG4, Baie James . . . . .	page 4-25
Figure 4-11	Modélisation du niveau de la nappe phréatique au campement de LG4, Baie James . . . . .	page 4-26
Figure 4-12	Le profil thermique d'un tertre du campement LG4, Baie James . . . . .	page 4-29
Figure 4-13	L'expertise des tertres de LG4, Baie James . . . . .	page 4-30
Figure 4-14	Les conduites de distribution sous faible pression des tertres de LG4, Baie James . . . . .	page 4-31
Figure 4-15	Les tertres à sable hors sol de «La Bellefeuille», Basses Laurentides . . . . .	page 4-33

Figure 4-16	L'expertise du terre à sable hors sol de «La Bellefeuilleoise» . . . . .	page 4-34
Figure 4-17	Le préfiltre à tamis de «La Bellefeuilleoise», Basses Laurentides . . . . .	page 4-36
Figure 4-18	Vue en coupe d'un terre à «La Bellefeuilleoise», Basses Laurentides . . . . .	page 4-37
Figure 4-19	Le terre avec chambres d'infiltration de «La Bellefeuilleoise», Basses Laurentides . . . . .	page 4-38
Figure 4-20	Le filtre intermittent à recirculation de Dexter, Orégon . . . . .	page 4-42
Figure 4-21	Les ouvrages et bâtiments connexes du F.I.R. de Dexter . . . . .	page 4-44
Figure 4-22	Le filtre à recirculation de Dexter . . . . .	page 4-45
Figure 4-23	Le diagramme d'écoulement des filtres intermittents à recirculation . . . . .	page 4-47
Figure 4-24	Le filtre et les conduites d'Elkton . . . . .	page 4-49
Figure 4-25	Le filtre à recirculation d'Elkton, Orégon . . . . .	page 4-50
Figure 4-26	L'évacuation des eaux usées à Elkton . . . . .	page 4-51
Figure 4-27	Le plan d'ensemble de la filière de traitement de Vimy Ridge (Saint-Joseph-de-Coleraine) . . . . .	page 4-54
Figure 4-28	Le filtre intermittent à recirculation de Vimy Ridge . . . . .	page 4-55
Figure 4-29	Le profil hydraulique de la filière de Vimy Ridge . . . . .	page 4-56
Figure 4-30	La chambre des préfiltres et le réservoir de mélange et de dosage de Vimy Ridge . . . . .	page 4-58
Figure 4-31	La vue en coupe du réservoir de mélange et de dosage de Vimy Ridge . . .	page 4-59
Figure 4-32	Le fonctionnement de l'auget basculant à Vimy Ridge . . . . .	page 4-61
Figure 4-33	Le regard d'exutoire à Vimy Ridge . . . . .	page 4-62

Figure 4-34	Le plan d'ensemble du Village des Sports .....	page 4-64
Figure 4-35	La variation du débit horaire au Village des Sports .....	page 4-65
Figure 4-36	Le débit quotidien et la population durant la campagne de caractérisation au Village des Sports .....	page 4-67
Figure 4-37	La vue en plan du traitement au Village des Sports .....	page 4-68
Figure 4-38	Les FIR et les tranchées d'évacuation du Village des Sports .....	page 4-70
Figure 4-39	Le détail d'une chambre d'infiltration .....	page 4-72
Figure 4-40	Le plan d'implantation du traitement au poste La Vérendrye .....	page 4-74
Figure 4-41	Les préfiltres à biotube du poste La Vérendrye .....	page 4-76
Figure 4-42	Le réservoir de mélange et de dosage .....	page 4-77
Figure 4-43	Le filtre intermittent à recirculation au poste La Vérendrye .....	page 4-78
Figure 4-44	La vue en plan des tranchées d'évacuation au poste La Vérendrye .....	page 4-80
Figure 4-45	Les tranchées d'évacuation - vue en coupe .....	page 4-81
Figure 4-46	La construction des tranchées d'évacuation .....	page 4-82
Figure 4-47	U.S. Basketball Academy, Blue River, Orégon .....	page 4-84
Figure 4-48	Le détail des filtres à sable enfouis de la «U.S. Basketball Academy» .....	page 4-85
Figure 4-49	Les tranchées d'évacuation de la «U.S. Basketball Academy» .....	page 4-86





## *Chapitre 4*

### *Études de cas*

Les études de cas présentées ci-après ont été sélectionnées pour illustrer le fonctionnement des installations septiques communautaires tout en faisant ressortir certains aspects critiques de leur mise en oeuvre. Le tout est présenté de manière à faire le lien avec les conditions d'exploitation typiques du Québec. Le tableau 4-1 donne les caractéristiques générales des filières sélectionnées et précise leurs principaux points d'intérêt.

Ces études de cas sont des exemples faisant ressortir des situations particulières, des problèmes spécifiques et leur solution ou encore des approches de conception innovatrices. Ils ne constituent donc pas nécessairement des exemples de conception adaptés aux conditions et aux normes québécoises actuelles. C'est au chapitre 5 que se trouvent les critères de conception adoptés pour le Québec.

#### **4.1**

#### **LES ÉPANDAGES SOUTERRAINS**

Les facteurs les plus importants lorsqu'un épandage souterrain est envisagé pour traiter les eaux usées sont: l'évaluation du site en vue de fixer un taux de charge hydraulique à long terme, le mode d'exploitation pour assurer une viabilité à long terme, les prescriptions de conception et d'exploitation en milieu froid et, bien sûr, les facteurs économiques.

Les études de cas qui suivent ont été sélectionnées sur cette base. Trois des six filières présentées traitent des débits inférieurs à 50 mètres cubes par jour et deux cas reçoivent plus de 100 mètres cubes par jour. Tous ces systèmes sont exposés à des températures hivernales inférieures à 0°C; les deux filières québécoises sont localisées dans des régions froides (Laurentides et Baie James).

Ces filières sont représentatives de l'évolution de la technique des épandages souterrains communautaires en Amérique du Nord: la plus ancienne, Westboro au Wisconsin, remonte à 1977; la plus récente, Bellefeuille au Québec, vient tout juste d'être mise en service à l'automne 1995. Elles sont présentées ci-après par ordre chronologique de mise en service.

**Tableau 4-1 Les études de cas**

Type de filière	Localité (année de mise en service)	Conception		Exploitation		Nombre d'unités de traitement		Commentaires et points d'intérêt
		Q (m <sup>3</sup> /d)	T.C.H. (L/m <sup>2</sup> -d)	Q (m <sup>3</sup> /d)	T.C.H. (L/m <sup>2</sup> -d)	Total	Au repos	
<b>Épandages souterrains</b>								
1. Tranchées d'infiltration	Somers, Connecticut	37,8	20	ND	ND	24	0	Méthode d'évaluation du site
		36,4	40	35 (été 90)	40	6	2	Remontée de la nappe
2. Tertres à sable hors sol	Campement LG4 (1990)			20	23	6	2	Caractérisation du profil thermique Suivi à long terme
		7,5	40	ND	ND	2	0	Réfection Chambres d'infiltration
3. Lits d'infiltration	Westboro, Wisconsin (1977)	113,6	50	32,2	14	3	1	Un des premiers systèmes communautaires aux États-Unis
		246	20	135	10	12	6	Remontée de la nappe Évaluation du site et du T.C.H. Efficacité de traitement
	Brownville Junction, Maine (1989)							Évaluation du site

Notes: Q : débit quotidien moyen  
T.C.H. : taux de charge hydraulique  
ND : non déterminé, inconnu

Type de filière	Localité (année de mise en service)	Conception		Exploitation		Nombre d'unités de traitement		Commentaires et points d'intérêt
		Q (m <sup>3</sup> /d)	T.C.H. (L/m <sup>2</sup> -d)	Q (m <sup>3</sup> /d)	T.C.H. (L/m <sup>2</sup> -d)	Total	Au repos	
<b>Filtres Intermittents</b>								
4. Filtres intermittents enfouïs (F.I.E.)	U.S. Basketball Academy, Orégon (1996)	57	30	ND	ND	3	0	Alimentation par zones Évacuation en tranchées
5. Filtres intermittents à recirculation (F.I.R.)	Dexter, Orégon (1983)	235	200	115 à 230	100 à 200	4	0	Exploitation Tranchées d'évacuation
	Elkton, Orégon (1989)	115	160	60	80	4	0	Alimentation Rusticité et faibles coûts Évacuation en tranchées
	Saint-Joseph de-Coleraine (Mimy-Ridge) (1995)	42,5	160	ND	ND	4	0	Collecte par RGF et RSP Chambre de préfiltres communautaire Faibles coûts de construction
	Poste La Vérendrye (1996)	16	160	ND	ND			Alimentation par zones Tranchées d'évacuation en sol peu perméable
	Village des Sports (1996)	165	160	ND	ND	6	0	Importantes fluctuations du débit Alimentation par zones Évacuation avec chambres d'infiltration

Notes: Q : débit quotidien moyen  
T.C.H. : taux de charge hydraulique  
ND : non déterminé, inconnu

#### **4.1.1**

##### ***Le cas de Westboro au Wisconsin***

Une des premières filières de traitement communautaire par épandage souterrain a été construite à Westboro, dans le nord de l'état du Wisconsin. Il s'agit d'une petite communauté rurale qui regroupait à peine 200 habitants et quelques édifices communautaires en 1976. Cette communauté était desservie par des installations septiques individuelles dont 80% avaient été jugées inadéquates dans les années soixante. Dix ans plus tard, une filière de collecte et de traitement communautaire a été implantée: un réseau gravitaire de faible diamètre transporte l'effluent des fosses septiques individuelles à trois lits d'infiltration communautaires.

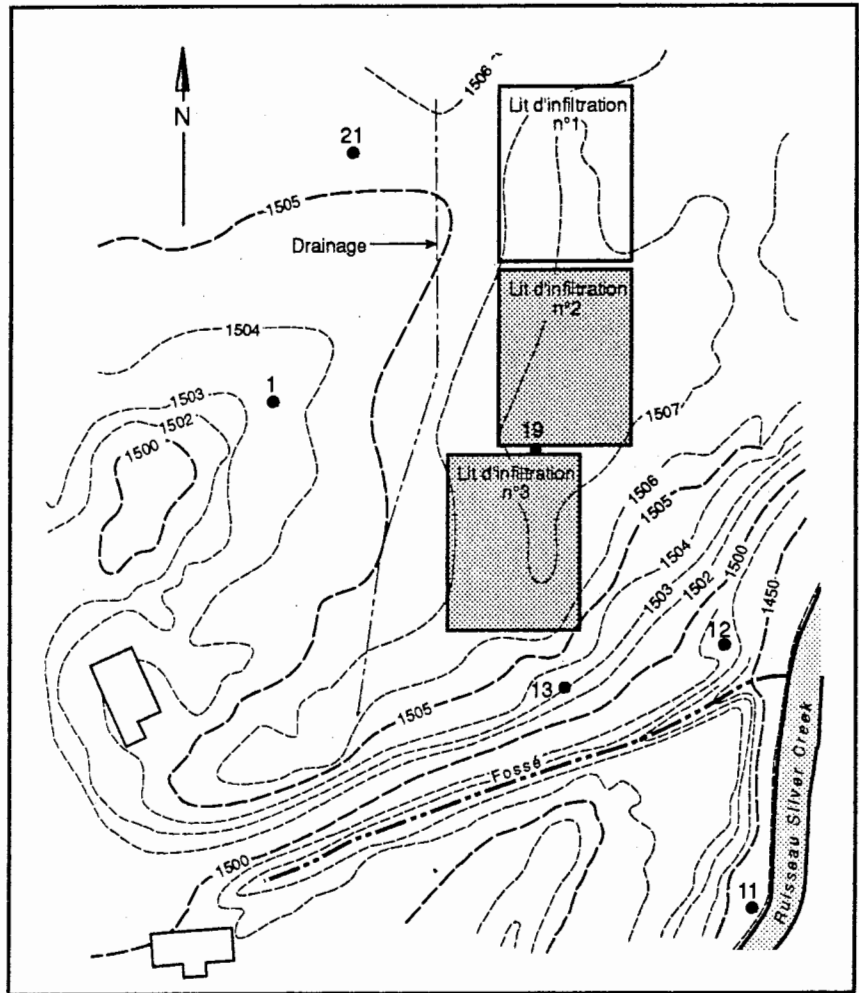
Le site retenu pour les lits d'infiltration est un dépôt sablonneux bien drainé, adjacent à un ruisseau coulant 7,6 mètres plus bas (figure 4-1). Le site a été évalué par des forages et trois essais de percolation ( $< 40$  s/cm ou 1,7 min/po). Sur cette base, le taux de charge hydraulique applicable a été fixé à 50 litres par mètre carré par jour.

Pour un débit quotidien moyen de conception de 113,6 mètres cubes par jour, il fallait donc une superficie de traitement minimale de 2 320 mètres carrés. Les concepteurs ont choisi d'incorporer un facteur de sécurité de 50% et de construire trois lits de 1 208 mètres carrés chacun, dont un serait au repos. Les lits devaient être alimentés sous faible pression par des siphons et recevoir chacun deux doses par jour d'environ 30 mètres cubes (2,5 cm). Trois lits de 30,5 mètres par 39,6 mètres ont été construits à une profondeur de 1,1 à 1,3 mètre; les excavations ont été remplies de 0,5 mètre de gravier recouvert de paille puis de sol naturel.

Quatre ans après la mise en service, la firme R.S.E., Inc. a réalisé pour le compte de l'EPA une expertise approfondie et un suivi de ces installations pendant deux ans afin d'évaluer la conception et l'efficacité de ce système communautaire. Cette expertise exhaustive a porté sur la caractérisation et l'évaluation du sol, la capacité et les caractéristiques hydrauliques du site et l'efficacité du traitement. Les éléments clés de cette analyse sont présentés ci-après.

De juin 1981 à mai 1983, les lits d'infiltration ont traité un débit moyen de 32,2 mètres cubes par jour, soit environ 28% du débit de conception. Ces eaux usées ont alimenté deux des trois lits, à raison d'une dose de 2,8 centimètres par jour, chaque lit étant alimenté à tous les deux jours. Le taux de charge appliqué s'élevait donc à 14 litres par mètre carré par jour, soit 28% du taux de conception.

Dès 1979, on avait noté des accumulations d'eau importantes à l'interface d'application; en 1981, l'accumulation atteignait 46 centimètres. Pendant les deux ans du suivi, le niveau d'accumulation est demeuré à peu près constant; les auteurs ont donc conclu que la capacité maximale d'infiltration du site correspondait à ce taux d'application, soit 14 litres par mètre carré par jour.



Légende

- Puits d'échantillonnage
- ▨ Lits d'infiltration en opération au moment de l'étude

Échelle 0 50 100 pieds

Note: les élévations sont indiquées en pieds

Figure 4-1 Les lits d'infiltration de Westboro, Wisconsin

D'autre part, une caractérisation exhaustive du sol en place a révélé qu'il s'agissait principalement de sable fin et de limon sablonneux au nord du site; ces sols ont des taux de percolation variant de 3 à 10 minutes par centimètre (8 à 25 min/po); des essais de perméabilité par la méthode du perméamètre à anneaux concentriques sur des échantillons sélectionnés ont donné des vitesses de  $1,1 \times 10^{-4}$  à  $4,2 \times 10^{-3}$  centimètre par seconde. Au sud du site, les sols sont plus grossiers et caractérisés par des taux de percolation d'environ 1,7 minute par pouce (fondement de la conception). Ces sols contiennent toutefois de fines couches de matériaux très fins, les mêmes que dans la partie nord du site. Les résultats ont permis aux auteurs de conclure que:

1. Les essais de perméabilité sont plus représentatifs des conditions réelles que les essais de percolation;
2. Plusieurs essais doivent être réalisés pour caractériser adéquatement un site;
3. Les taux de charge généralement associés (à l'époque) aux différents types de sols sont probablement trop élevés; pour des sables fins, un taux de charge inférieur à 20 litres par mètre carré par jour semble recommandable pour des lits d'infiltration communautaires.

Une évaluation théorique de la remontée du niveau de la nappe phréatique au taux de charge réel selon le modèle de Hantush, calculée avec l'approche de Finnemore, laissait prévoir une remontée de 20 centimètres sous les lits. En réalité, le niveau de la nappe s'est élevé d'environ 60 centimètres; la différence a été attribuée au caractère anisotrope et non homogène du sol, que le modèle ne peut prendre en considération.

Des conditions anoxiques ont été relevées dans le sol sous les lits d'infiltration. Finalement, des analyses d'échantillons recueillis dans la nappe phréatique ont fait ressortir que:

1. À la surface de la nappe phréatique, immédiatement sous les lits (en conditions anoxiques), la concentration de la DCO est réduite de 78% et celle du phosphore de 99%; il n'y a pas de nitrification et l'enlèvement des bactéries coliformes est complet;
2. Les eaux échantillonnées 6,4 mètres plus profondément ne sont pas contaminées; le mélange des eaux dans le plan vertical n'est donc pas complet;
3. À 32 mètres en aval des lits, la qualité de l'eau souterraine est similaire à celle d'échantillons témoins prélevés à l'amont des lits d'infiltration.

Les résultats de cette importante étude ont permis aux auteurs de jeter les bases de la conception et de l'exploitation d'épandages souterrains pour des petites collectivités. Leurs principales recommandations, énoncées en 1984, sont les suivantes:

1. Évaluation du site, réalisée par un expert en sol et en traitement:

- évaluer la morphologie du sol jusqu'à au moins deux mètres sous le niveau d'interface,
- évaluer la remontée du niveau de la nappe et la profondeur de sol sec disponible en tout temps;

2. Conception:

- évaluer le débit en fonction de la population projetée et de l'infiltration possible, sur la base d'une caractérisation des eaux,
- évaluer le taux de charge hydraulique en fonction de l'efficacité requise, de la morphologie du sol et de la capacité hydraulique du site,
- favoriser les tranchées plus que les lits,
- favoriser une géométrie allongée, perpendiculaire à la direction de l'écoulement souterrain pour optimiser la capacité hydraulique du site,
- prévoir l'interface du concassé avec le sol naturel aussi près de la surface que possible pour faciliter l'aération du sol,
- dimensionner les ouvrages pour 150% du débit prévu de façon à pouvoir mettre les unités de traitement au repos alternativement;

3. Exploitation et suivi:

- effectuer une rotation des unités de traitement et prévoir des repos d'au moins six mois; ne pas effectuer cette rotation en période hivernale,
- inspecter les interfaces d'infiltration au moins une fois par mois pour détecter toute accumulation d'eau permanente,
- vérifier et mesurer au moins mensuellement le taux de charge hydraulique réellement appliqué,
- vérifier et mesurer le niveau de la nappe phréatique sous les éléments épurateurs,
- effectuer un suivi de la qualité de l'eau souterraine.

Cette étude, réalisée au milieu des années quatre-vingt, a démontré l'efficacité des épandages souterrains pour traiter les eaux usées de petites collectivités, même avec une conception non optimale (conditions anoxiques). L'étude a fait ressortir l'importance d'une évaluation exhaustive du site; les essais de percolation étaient définitivement mis de côté et le taux de charge hydraulique réellement applicable à long terme était fixé à moins de 30% du taux de charge initialement prévu.



Le tableau 4-2 présente, sur la base des caractéristiques du sol telles que déterminées dans cette étude, les taux de charge recommandés selon diverses approches de conception aujourd'hui utilisées. Il s'agit là d'une analyse comparative de l'efficacité des méthodes d'évaluation de site les plus courantes; lorsqu'appliquées au cas de Westboro, en rétrospective, il est possible de voir leurs limites d'application et comment les utiliser judicieusement pour la conception d'éléments épurateurs.

Considérant la capacité d'infiltration réelle de ce site (14 L/m<sup>2</sup>-d), il est intéressant de noter que:

1. En utilisant l'approche de Dubé et Barabé (1991), le taux de charge correspondant à la plus faible perméabilité mesurée (12 L/m<sup>2</sup>-d) s'approche du taux d'infiltration observé (figure 4-2); selon ces auteurs, les lits d'infiltration ne sont toutefois pas recommandables à de si faibles taux de charge, ne serait-ce qu'à cause des dimensions alors nécessaires et de la difficulté d'aérer le sol sous l'interface d'application;
2. Avec l'approche du diagramme MESO (Jenssen et Siegrist, 1991), le taux de charge recommandé serait de 10 litres par mètre carré par jour, soit un peu moins que le taux observé (figure 4-3);
3. Les essais de percolation mènent à une surestimation de la capacité hydraulique du site.

À noter que l'utilisation de ces diagrammes et des taux de charges associés suppose que les échantillons de sol analysés sont ceux qui contrôlent l'écoulement souterrain, normalement les plus restrictifs du profil. Dans la majorité des cas, il faudra procéder à une évaluation détaillée de la perméabilité *in situ* pour identifier l'horizon de sol qui contrôle l'écoulement. La seule exception serait pour les sites caractérisés par un profil entièrement constitué de sol uniforme à granulométrie moyenne.

Les deux approches semblent donc acceptables; encore une fois, les essais de percolation s'avèrent une source d'erreur puisque même le plus faible taux de percolation mesuré *in situ* donne un taux de charge trop élevé. De plus, lorsqu'on se base sur des essais de perméabilité, il semble qu'il soit prudent d'utiliser les plus faibles pour fixer un taux de charge acceptable à long terme.

Tableau 4-2 Le taux de charge hydraulique, cas de Westboro

Sol	Taux de percolation <sup>a</sup> (mln/cm)	Conductivité hydraulique (cm/s)	Taux de charge hydraulique (L/m <sup>2</sup> -d)				
			Conception <sup>c</sup>	Réel <sup>d</sup>	Dubé et Barabé (1991) Percolation <sup>e</sup>	Jenssen et Siegrist <sup>g</sup> (1991)	
Sable fin et sable limoneux	3 à 10	1,1 x 10 <sup>-4</sup> à 4,2 x 10 <sup>-3</sup>	---	14	27 à 37	12 à 37	10
Sable et gravier avec intercouches de sable fin	0,7	ND	50	14	45	---	---

a mesuré *in situ* selon la procédure normalisée de l'EPA (1980)

b mesurée au laboratoire avec un perméamètre à anneaux concentriques (Hargett, 1982)

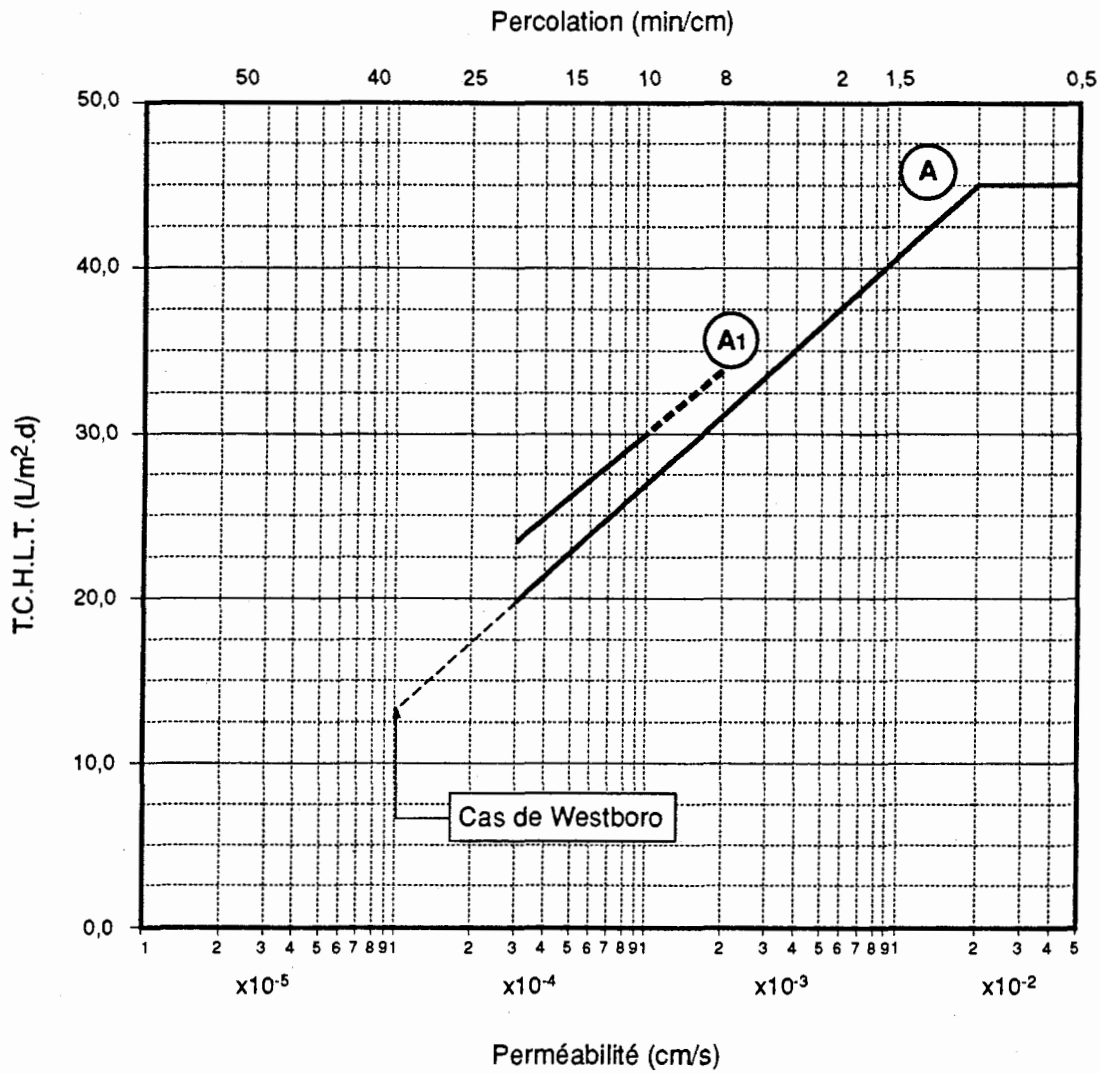
c T.C.H. de conception, selon Siegrist et coll., 1984

d tel qu'observé *in situ* (Siegrist et coll., 1984)

e selon les essais de percolation

f selon les essais de perméabilité

g selon le diagramme MESO



**Légende**

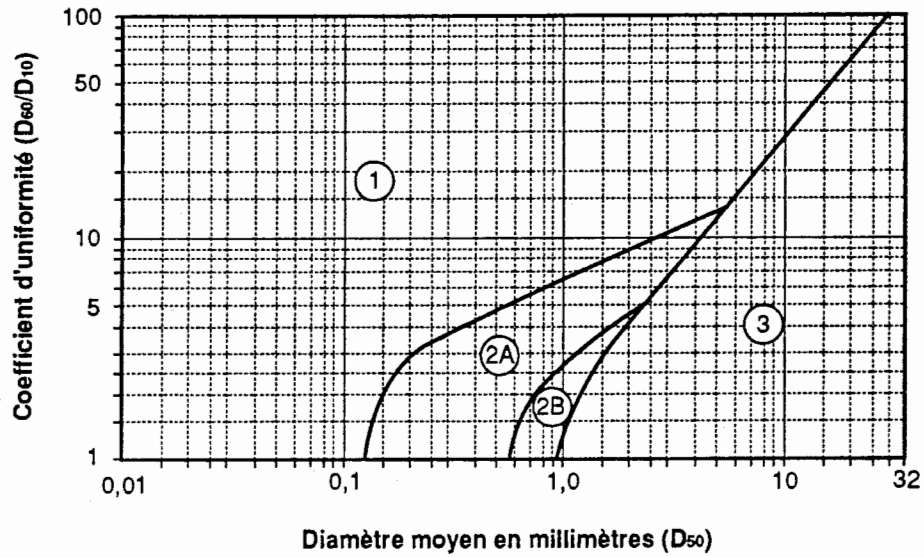
- A** Alimentation sous faible pression (S.D.S.F.P.)
- A1** S.D.S.F.P. et ajout d'une couche (150 mm) de sable à béton

*Note:*

*Taux de charge hydrauliques recommandés pour des eaux usées typiques, soit:*

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

**Figure 4-2 Détermination du taux de charge d'un lit d'infiltration**



#### Légende

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

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

Figure 4-3 Le diagramme MESO

Source: Jenssen et Siegrist (1991)

#### 4.1.2

##### **Le cas de Somers au Connecticut**

Les installations septiques individuelles de la région de Maple Ridge, à Somers au Connecticut, devaient être remplacées par une filière communautaire; en effet, des problèmes de résurgence d'eaux usées et de contamination de puits d'eau potable par des nitrates avaient été observés. Le mandat octroyé par la municipalité à la firme d'ingénieurs-conseils comportait deux volets: évaluer la situation et proposer des solutions pour améliorer la situation tout en limitant le développement résidentiel futur. La filière devait desservir 43 résidences dont le débit était estimé à 37,8 mètres cubes par jour, dont 2,25 mètres cubes par jour d'infiltration. Suite à l'étude de faisabilité, la solution recommandée comportait un réseau de collecte gravitaire récoltant l'effluent des fosses septiques individuelles et un épandage souterrain communautaire du type tranchées; cette filière s'avérait la moins coûteuse en termes d'investissement et de frais d'exploitation et d'entretien.

Le site retenu, localisé à moins de un kilomètre des résidences, a été évalué comme suit:

1. Établissement du profil stratigraphique, de la morphologie des sols et du niveau le plus élevé de la nappe phréatique dans neuf puits;
2. Essais de perméabilité;
3. Établissement de la topographie;
4. Estimation du risque d'inondation.

Globalement, le site peut être décrit comme un dépôt sablonneux, profond et bien drainé. Dans certains secteurs, la nappe peut être suffisamment élevée au printemps pour nuire au traitement (< 60 cm sous l'interface d'application); du matériau de remblai a été ajouté pour obtenir la profondeur voulue de sol sec à ces endroits.

Pour vérifier l'effet de la remontée du niveau de la nappe due à l'apport d'eau usée, la firme d'ingénieurs-conseils a procédé par un essai *in situ*. Une tranchée de 123 mètres de long a été creusée sur le site; au printemps, pendant la période de nappe haute, la tranchée a été alimentée avec de l'eau claire à trois fois le débit de conception pendant une semaine et demie, jusqu'à ce que le niveau de la nappe atteigne le fond de la tranchée. Le débit a alors été réduit au débit de conception avec un taux de charge de 20 litres par mètre carré par jour; après deux semaines et demie, le niveau de la nappe a été mesuré le long de cinq transects perpendiculaires à la tranchée pour s'assurer de la profondeur de sol sec sous le niveau prévu des conduites d'alimentation.

Finalement, l'apport de nutriments (nitrates et phosphates) à l'eau souterraine a été estimé et l'impact sur les eaux de surface aval a été modélisé (il n'y a pas de puits à l'aval du site). Selon cette analyse, l'eau souterraine alimente une rivière; elle respecterait les critères de potabilité ( $\text{NO}_3 - \text{N} < 10 \text{ mg/L}$ ).

La filière construite comporte les éléments suivants:

1. Prétraitement: 43 fosses septiques individuelles
  - 21 fosses neuves
  - 22 fosses réhabilitées
  
2. Réseau de collecte:
  - 1 177 m de conduites secondaires 10 cm Ø
  - 840 m de conduite principale 15 cm Ø
  - 715 m de conduite vers le site 15 cm Ø
  
3. Traitement:
  - débit de conception 37,8 m<sup>3</sup>/d
  - taux de charge hydraulique 20 L/m<sup>2</sup>-d
  - superficie de traitement 1 863 m<sup>2</sup>
  
  - 24 tranchées orientées perpendiculairement au sens d'écoulement des eaux souterraines et groupées en 4 modules de 6 tranchées
  
  - chaque module de 6 tranchées est alimenté gravitairement à 3 tranchées (en parallèle) d'où les eaux s'écoulent vers les 3 autres tranchées (en série) (figure 4-4)

Depuis sa mise en service, ce système fonctionne de façon satisfaisante. La construction de cette filière pour 43 résidences a coûté environ 220 000 \$ É.U. (1988) incluant la collecte et le traitement. Le coût aux usagers se chiffre à 112 \$ É.U. ou à 128 \$ É.U. par année selon que la fosse septique a dû être remplacée ou non; ce prix inclut la vidange des fosses à tous les deux ans.

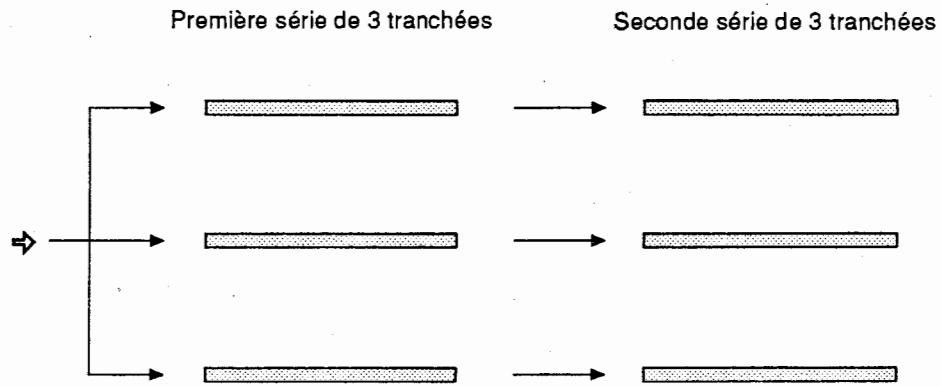
En dehors de la question des coûts, l'aspect le plus intéressant de ce cas réside dans la méthodologie d'évaluation *in situ* de la remontée du niveau de la nappe phréatique associée à l'apport d'eaux usées.

L'avantage incontestable d'un essai *in situ* est d'être directement et complètement en accord avec les conditions réelles du site alors qu'un modèle théorique est limité par ses prémisses: sol homogène et isotrope, nappe infinie et plane dans le cas du modèle de remontée de Hantush. Par contre, le modèle théorique permet une prédiction à long terme, alors que l'essai *in situ* ne peut être que de courte durée. Il nous semble donc que l'application judicieuse du modèle théorique de Hantush demeure l'outil à privilégier lors de la conception pour s'assurer de la longévité de tout épandage souterrain.

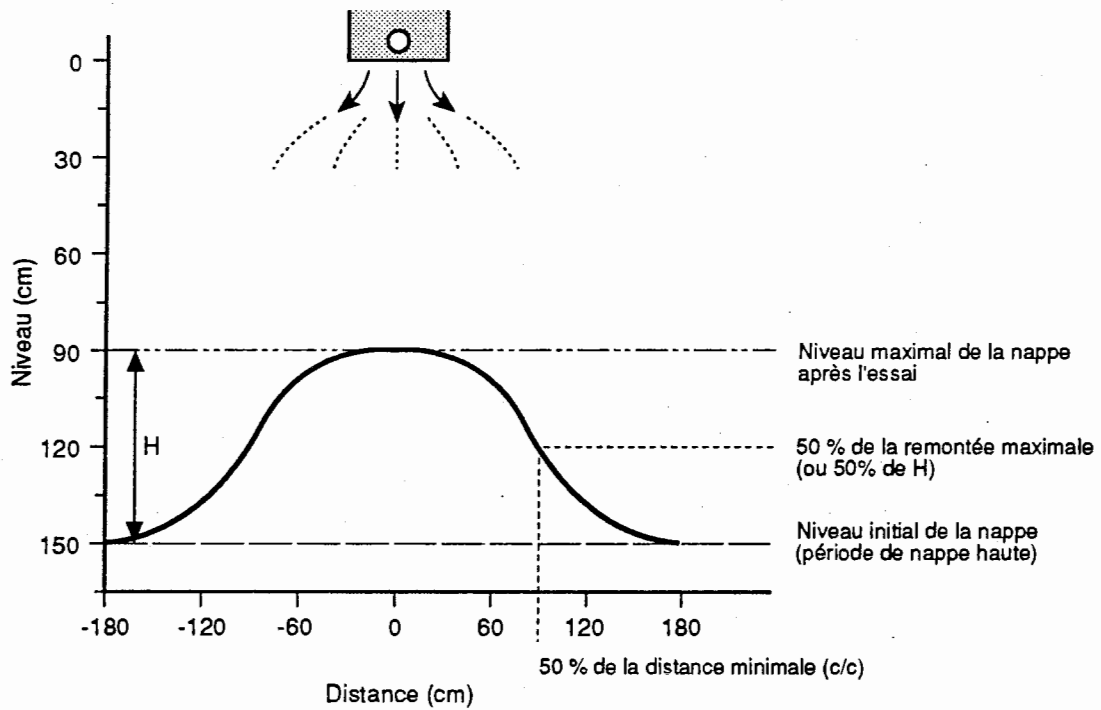
Si on envisage de construire des tranchées d'infiltration, l'essai *in situ* devient très intéressant lorsqu'il est réalisé en période de nappe haute dans un sol où il est possible de recharger la nappe jusqu'à l'interface d'application. L'observation du rabattement du niveau de la nappe lorsque la tranchée est ensuite alimentée au taux de conception permet de confirmer que la nappe ne sera pas trop élevée et de fixer l'éloignement optimal entre les tranchées prévues pour maintenir un niveau de nappe acceptable (figure 4-5).

La tranchée la plus rapprochée pourra être localisée à une distance telle qu'un deuxième apport d'eau usée permettra encore de maintenir un minimum de 90 centimètres de sol sec. En effet, l'effet de deux tranchées côte à côte est additif et il faut tenir compte de l'effet combiné des tranchées sur le niveau de la nappe pour s'assurer de respecter l'épaisseur de sol sec recherchée.

Dans l'exemple de la figure 4-5, l'essai *in situ* a provoqué une remontée maximale de 60 centimètres sous la tranchée et se trouve à 90 centimètres sous le niveau prévu de l'interface d'application; le site est donc en mesure d'évacuer adéquatement l'eau infiltrée. La deuxième tranchée doit être suffisamment éloignée pour qu'un deuxième apport d'eau respecte encore le critère de sol sec; puisque les deux apports sont additifs, la distance du centre d'une tranchée où le niveau de la nappe est rabattu à la moitié de sa remontée maximale représente 50% de la distance minimale entre deux tranchées (c/c). À 90 centimètres de part et d'autre du centre de la tranchée, la remontée est réduite de 50%; la distance minimale à respecter entre deux tranchées se chiffre donc à deux fois 90 centimètres, soit 1,8 mètre centre à centre.



**Figure 4-4 Les tranchées de Somers au Connecticut; schéma d'écoulement d'un module de six tranchées**



**Figure 4-5 Établissement de la distance minimale entre les tranchées par un essai *In situ***



### 4.1.3

#### **Le cas de Brownville Junction dans le Maine**

Les lits d'infiltration construits à Brownville Junction dans le Maine en 1989 sont particulièrement intéressants au plan des études et caractérisations de site qui ont précédé la conception de la filière.

Une étude de faisabilité, réalisée en 1985, estimait à 246 mètres cubes par jour le débit à traiter provenant de 290 résidences (870 personnes). Cette même étude recommandait la construction d'un nouveau réseau et de lits d'infiltration. Une fois la solution de collecte et de traitement approuvée, une firme d'ingénieurs-conseils, Woodward & Curran, Inc., a été mandatée pour la conception. Elle a procédé à des études préliminaires exhaustives en collaboration avec une firme d'hydrogéologues, R.G. Gerber, Inc.

La procédure adoptée a été itérative et a permis de cibler, puis d'ajuster et de valider la conception en fonction des contraintes du site. Les principales étapes du processus sont les suivantes:

1. Caractérisation préliminaire du site (15 puits):

- morphologie des sols: sable fin à moyen (1,5 à 3,0 m) sur sable silteux argileux
- essais de perméabilité: sable fin à moyen:  $k = 3,2 \times 10^{-2}$  cm/s,  
sable silteux argileux:  $k = 10^{-3}$  cm/s;

2. Conception préliminaire:

- établissement d'un taux de charge hydraulique,
- détermination de la superficie minimale de traitement,
- choix du nombre, des dimensions et de l'organisation spatiale des lits d'infiltration;

3. Caractérisation détaillée du site (15 excavations de surface et 6 puits de 30 m de profondeur):

- profil détaillé de l'horizon d'infiltration et de l'horizon moins perméable,
- établissement du gradient hydraulique détaillé,
- essais de perméabilité *in situ* dans l'horizon d'infiltration:

$$k_{\text{hor}} = 3,5 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$$

$$k_{\text{vert}} = 1,67 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$$

Il a été conclu, suite à ces essais, qu'il y avait peu de mouvement vertical de l'eau de l'horizon de sable à l'horizon moins perméable sous-jacent de sable silteux argileux.

4. Calcul de la remontée théorique de la nappe phréatique (modèle bidimensionnel *Aquafem*):

En considérant l'horizon de sable siteux argileux comme imperméable (approche sécuritaire), le niveau de la nappe pourrait atteindre l'interface d'application au printemps, en période de nappe haute.

5. Conception révisée:

- réduction du taux de charge à 20 L/m<sup>2</sup>-d,
- drainage souterrain, parallèle et à 15 mètres des lits;

Théoriquement, ces mesures limitent la remontée printanière de la nappe à 1,5 mètre sous la surface d'infiltration.

6. Modélisation de la remontée et du transport de contaminants pour une période de 20 ans (modèle *Princeton Transport Code*):

- vérification de la concentration de nitrates dans les eaux souterraines: NO<sub>3</sub>-N < 10 mg/L aux limites du site,
- validation de la remontée maximale.

Suite à cet exercice exhaustif, les lits de Brownville Junction (figure 4-6) ont été conçus pour un débit de conception de 246 mètres cubes par jour:

1. Prétraitement: 4 fosses septiques de 62 m<sup>3</sup> chacune = 248 m<sup>3</sup>

2. Traitement: - taux de charge hydraulique: 20 L/m<sup>2</sup>-d  
- 12 lits d'infiltration de 2 064 m<sup>2</sup> chacun (123 m x 16,8 m) dont 6 sont au repos

3. Alimentation et dosage:

- 2 chambres de dosage équipées de 3 pompes chacune
- chaque pompe (10 HP) envoie 3 doses par jour de 13,7 m<sup>3</sup> (6,6 mm) par dose à un lit
- un cycle de dosage dure environ 6,5 minutes à 35 L/s

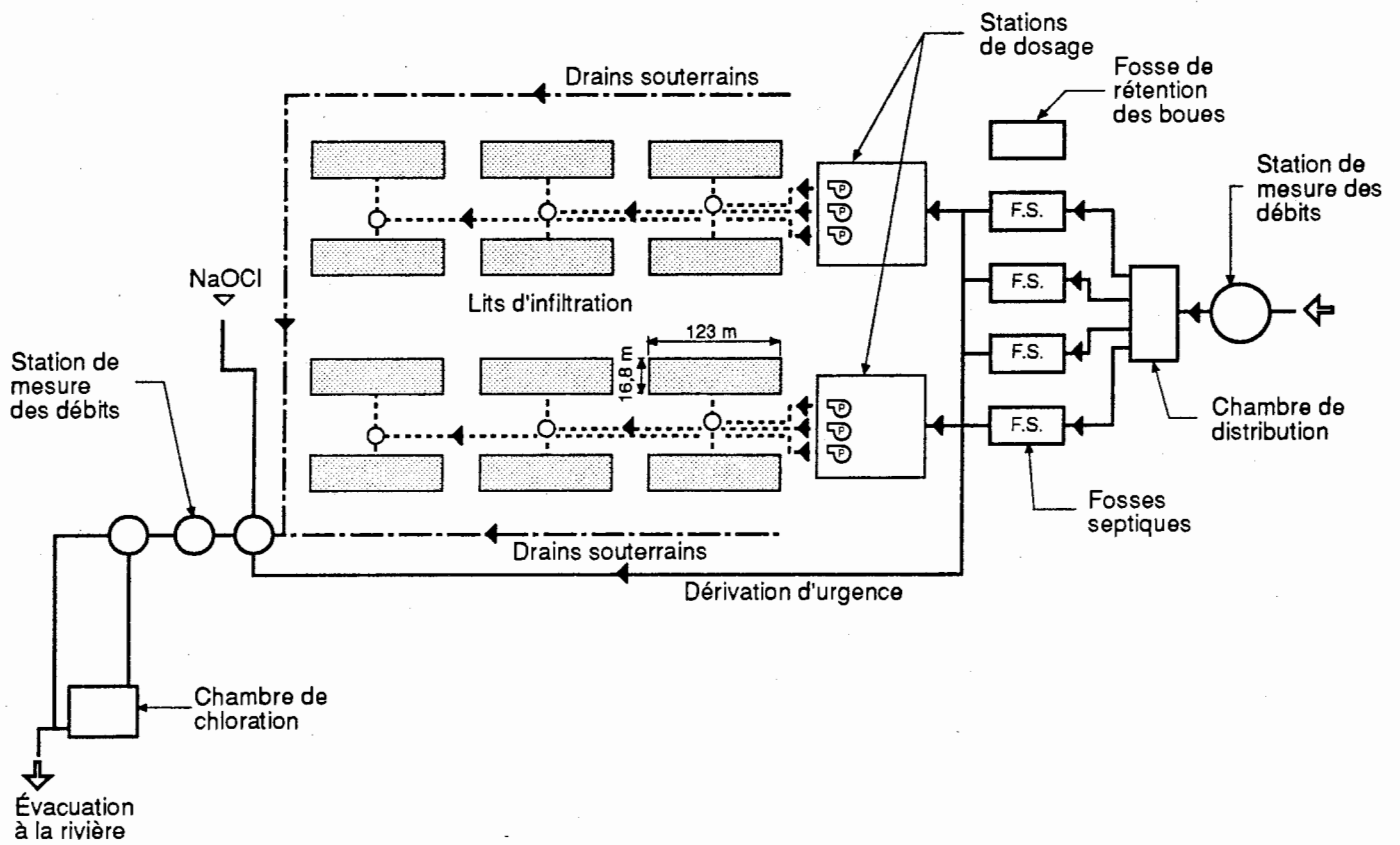


Figure 4-6 Les lits d'infiltration de Brownville Junction, Maine

- chaque lit est subdivisé en 4 sections de 31 m x 16,8 m et alimenté par un réseau de conduites mises sous pression par une pompe (figure 4-7)
- chaque section comprend 1 conduite principale de 15 cm Ø, 1 conduite secondaire télescopique de 10 cm - 7,5 cm Ø et 10 conduites latérales de 3,8 cm Ø espacées de 3,1 m, centre à centre
- chaque conduite latérale comporte 6 perforations de 9,6 mm Ø, espacées de 2,8 m et se termine par une bouche de nettoyage à chaque extrémité
- chaque lit est mis au repos après 1 an d'utilisation

Ces lits ont été mis en service en novembre 1989. Le débit réel a atteint 190 mètres cubes par jour en période d'infiltration, puis 135 mètres cubes par jour depuis la construction du nouveau réseau; ce débit correspond à seulement 55% du débit de conception et le taux de charge réel est donc de 10 litres par mètre carré par jour.

Au printemps, en période de nappe haute, les drains souterrains récoltent jusqu'à 208 mètres cubes d'eau par jour; cette eau ne contient aucune trace de DBO<sub>5</sub> ni de M.E.S. et moins de 5 organismes coliformes par 100 millilitres. En été, les drains sont entièrement à sec, ce qui confirme que l'eau usée percole comme prévu. Il semble donc que l'ajout des drains soit amplement justifié pour contrôler le niveau de la nappe.

Malgré les dimensions importantes de ces ouvrages, le coût final de construction s'est élevé à 1,99 million \$ É.U. (1989), dont 713 000 \$ sont attribuables aux lits d'infiltration. Pour une résidence, le coût investi s'élève à environ 7 000 \$ É.U. (1989). Ici, le consultant a choisi de contrôler la remontée de la nappe phréatique et d'assurer la longévité des ouvrages en prévoyant 50% de temps de repos des lits. Ces choix expliquent les dimensions, et les coûts, de ces ouvrages.

Il aurait été intéressant de comparer cette option d'assainissement avec des tranchées et avec un filtre intermittent suivi de tranchées d'évacuation en vue de minimiser l'ampleur du projet. En effet, les tranchées permettent de mieux contrôler la remontée de la nappe, alors que les filtres intermittents à haut taux de charge suivis de tranchées d'évacuation permettent d'optimiser l'espace et de contrôler l'exploitation puisqu'ils sont directement accessibles.

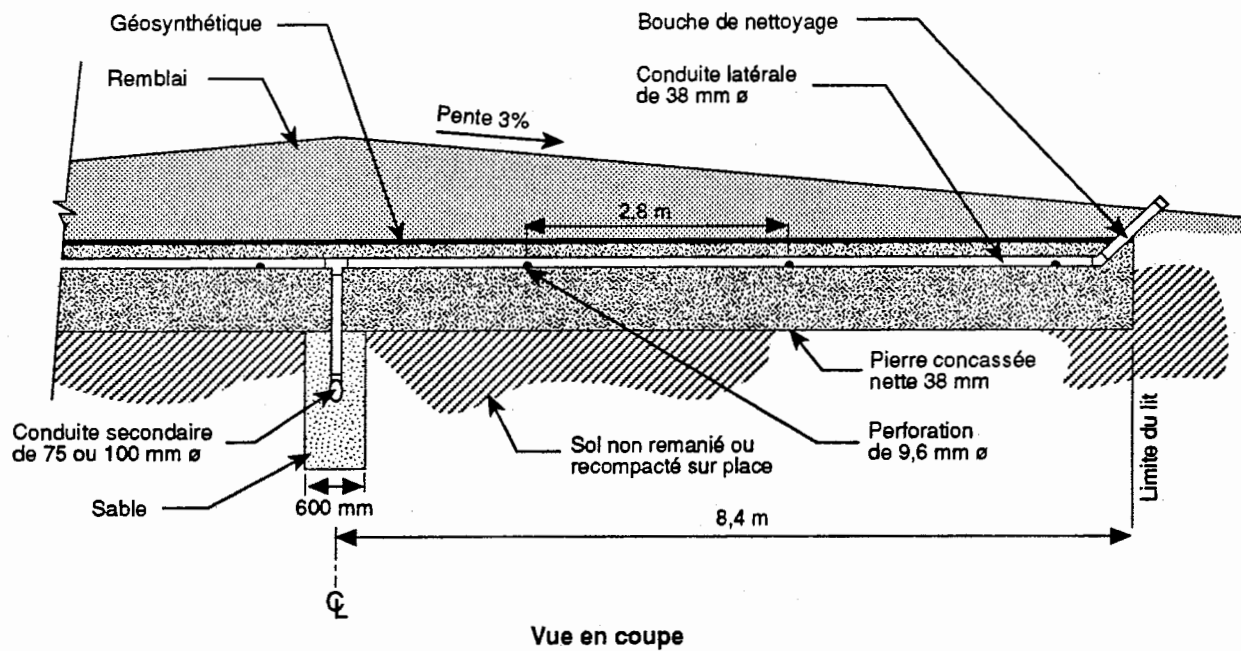
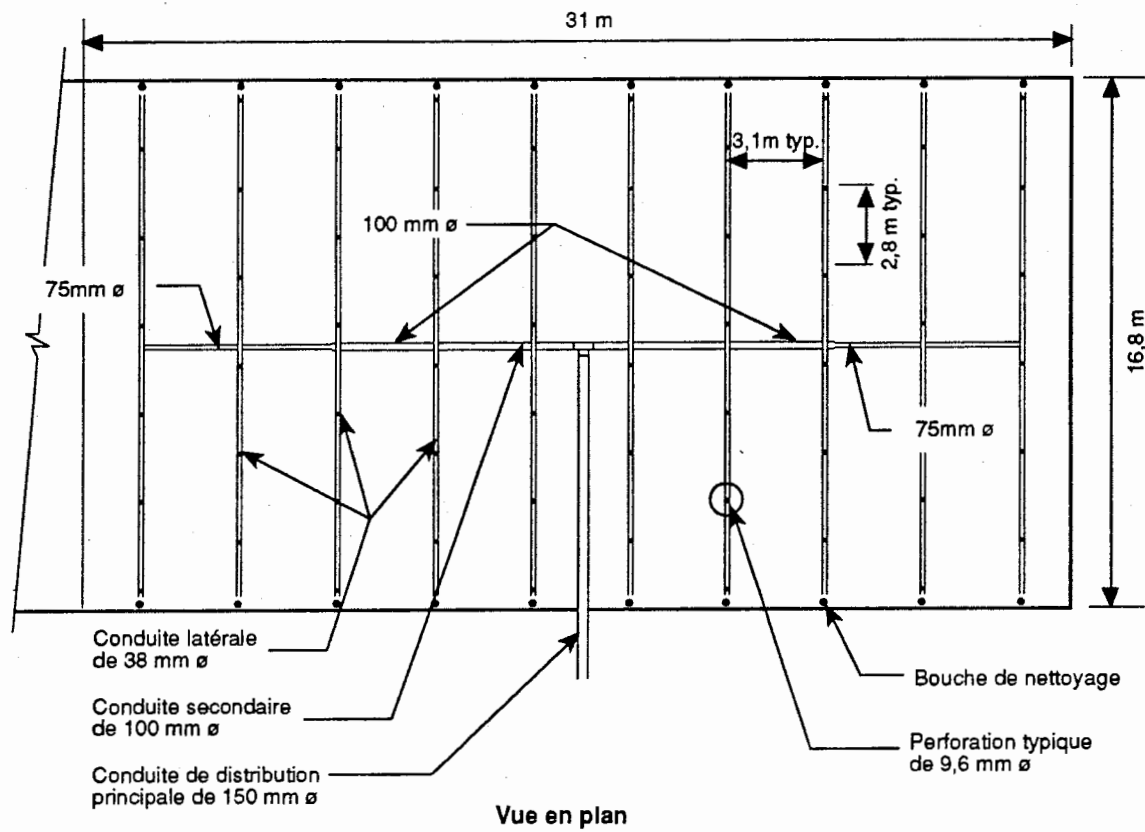


Figure 4-7 Le système de distribution des lits de Brownville Junction, Maine

#### 4.1.4

##### **Le cas du campement de LG4 à la Baie James**

À l'été 1990, la société Hydro-Québec, région La Grande Rivière, établissait un campement pouvant accueillir 160 personnes à LG4. Le site retenu pour l'implantation du système de traitement est un remblai de sable graveleux à sable moyen avec traces de silt.

Le site est localisé en plein coeur du campement, à moins de 75 mètres du centre de loisirs. Le remblai est très perméable ( $k = 1 \times 10^{-2}$  à  $3 \times 10^{-2}$  cm/s); il a une épaisseur de 1,5 à 2,0 mètres et repose sur un dépôt silto-argileux très peu perméable. En période de nappe haute, la nappe phréatique peut se rapprocher à 0,75 mètre de la surface. Elle s'écoule vers le sud avec un très faible gradient hydraulique ( $\leq 0,005$ ).

La filière de traitement est conçue pour un débit quotidien moyen de 36,4 mètres cubes par jour et comprend six éléments épurateurs du type terre à sable hors sol, alimentés sous faible pression (figure 4-8). La conception prévoit garder alternativement deux des six éléments épurateurs au repos pour favoriser la longévité de la filière; il s'agit également d'un facteur de sécurité en cas d'augmentation temporaire du débit.

Les critères de conception adoptés sont les suivants:

1. Population: 160 personnes (max.)
2. Débit: 36,4 m<sup>3</sup>/d
3. Prétraitement: une fosse septique de 27 m<sup>3</sup>
4. Traitement:
  - taux de charge hydraulique: 40 L/m<sup>2</sup>-d
  - 6 tertres à sable hors sol de 220 m<sup>2</sup> chacun = 1 320 m<sup>2</sup>
  - 4 en utilisation (880 m<sup>2</sup>); alternance 2 à 2
  - 2 en attente (440 m<sup>2</sup>)
5. Médium filtrant: 60 cm de sable à granulométrie contrôlée (sable à béton) (figure 4-9)
6. Isolation: 50 mm polystyrène bleu rigide

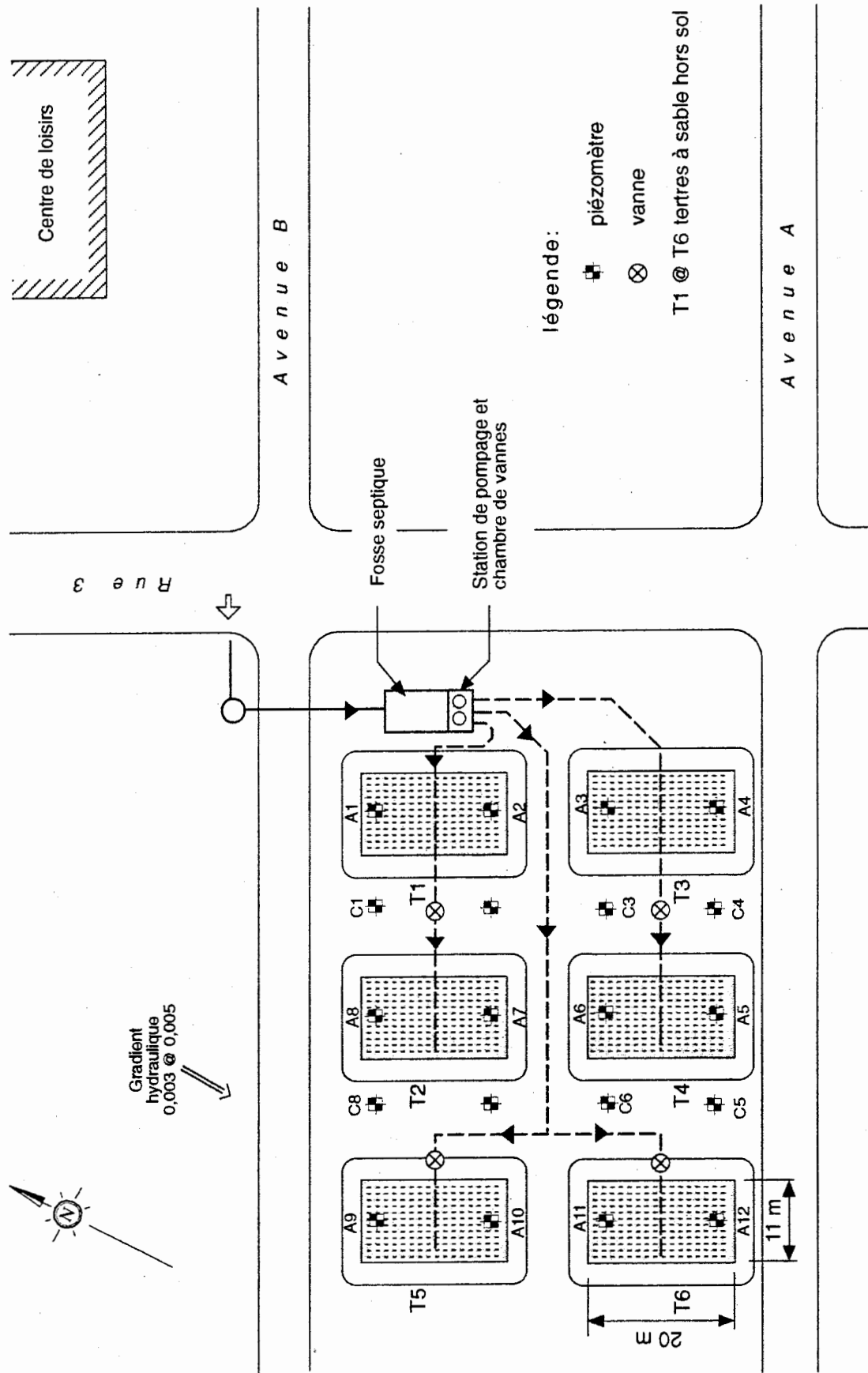


Figure 4-8 Les terrres à sable hors sol du campement de LG4, Baie James

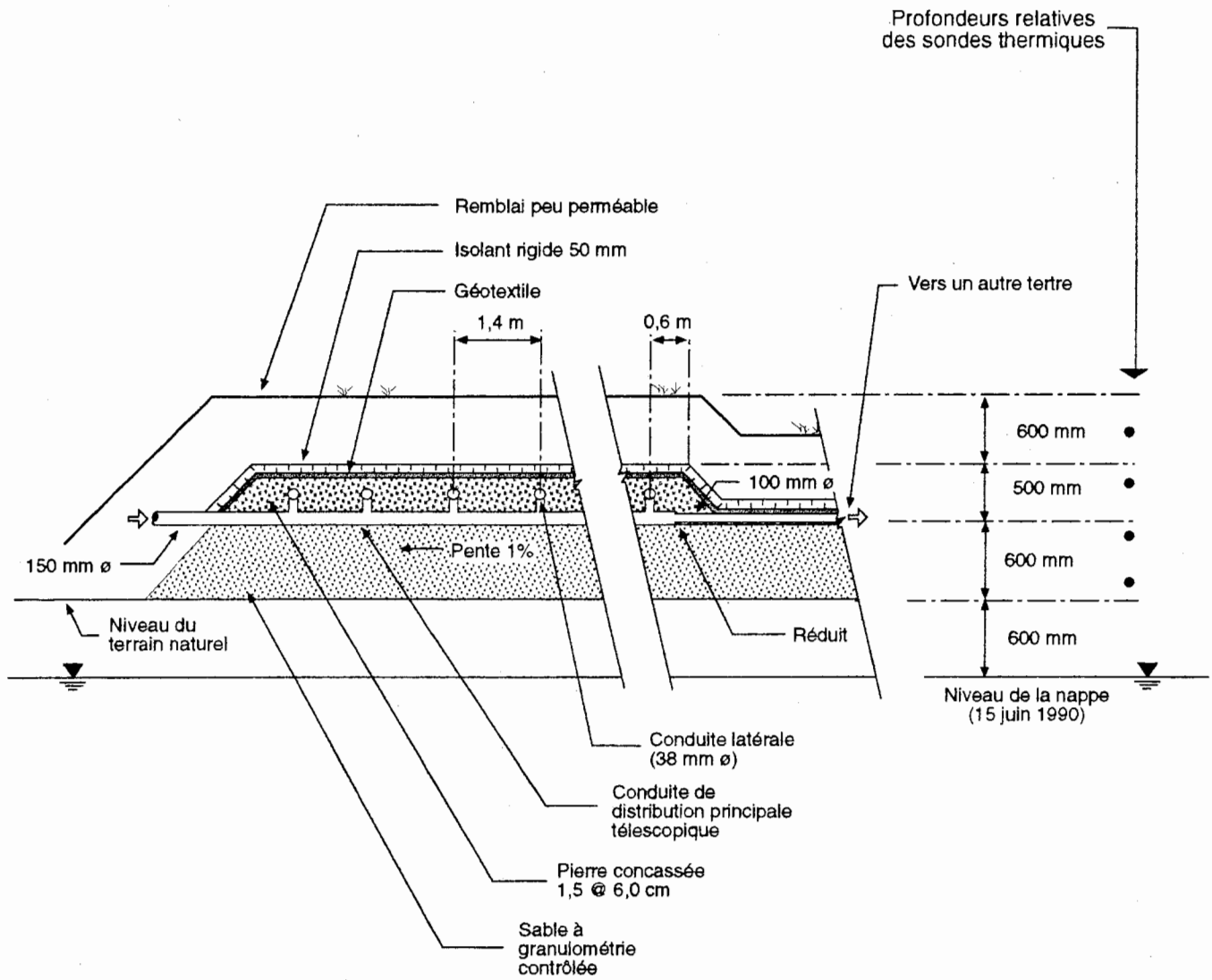


Figure 4-9 Coupe type d'un tertre à sable hors sol à LG4, Baie James



## 7. Alimentation et dosage:

- 2 pompes de 5 HP, en alternance
- 4 doses par jour de 4,44 m<sup>3</sup> par pompe sur 2 tertres (1 cm/dose)
- distribution sous faible pression, par tertre:
  - . 1 conduite principale, télescopique 150-100 mm Ø
  - . 8 conduites latérales de 18,8 m, 38 mm Ø, 1,4 m c/c avec bouche de nettoyage à chaque extrémité
  - . 14 perforations de 9,6 mm Ø, 1,3 m c/c, par conduite latérale

La construction a eu lieu à l'été 1990 et la filière a été mise en service à la mi-août. Ces tertres sont pourvus de senseurs de température et de piézomètres de contrôle et ont fait l'objet d'un suivi environnemental de deux ans.

En 1990, la population moyenne a atteint 96 personnes et le débit 33,3 mètres cubes par jour; en 1991, la population a diminué à 44 personnes en moyenne et le débit à 19 mètres cubes par jour, soit 52% du débit de conception. Par la suite, la population a fluctué de façon importante. Par exemple, à l'été 1993, elle était de 80 personnes alors qu'on attendait 200 personnes à l'automne.

En 1990 et 1991, la filière a fait l'objet d'un suivi détaillé du niveau de la nappe phréatique et de la température dans les tertres. En 1995, une expertise a été réalisée pour évaluer leur état après cinq ans de fonctionnement.

De juin 1990 à novembre 1991, le niveau de la nappe phréatique a fluctué d'environ 70 centimètres sur un cycle annuel, avec le niveau maximal en septembre. La figure 4-10 illustre la fluctuation du niveau de la nappe dans les divers piézomètres. Considérant que les piézomètres A1 à A8 sont directement sous les quatre tertres alimentés pendant cette période, il est intéressant de constater que le niveau de la nappe s'est élevé de 40 à 50 centimètres sous les tertres en un mois et demi et de 30 centimètres seulement à l'aval de ces tertres (piézomètres A9 à A12).

En novembre 1990, en période de nappe basse, le niveau de la nappe s'est abaissé à 40 centimètres de moins qu'en août dans les piézomètres d'aval; sous les tertres, le niveau est à peu près le même qu'en août. Il semble donc y avoir sous les tertres une remontée relative de 40 centimètres après quatre mois d'utilisation à un débit moyen de 33,3 mètres cubes par jour ( $\approx Q_c$ ). Un an plus tard, en novembre 1991, avec un débit qui a diminué de presque 50%, les niveaux semblent stabilisés et ne subir que des fluctuations saisonnières.

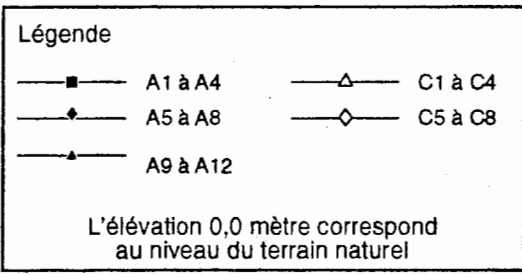
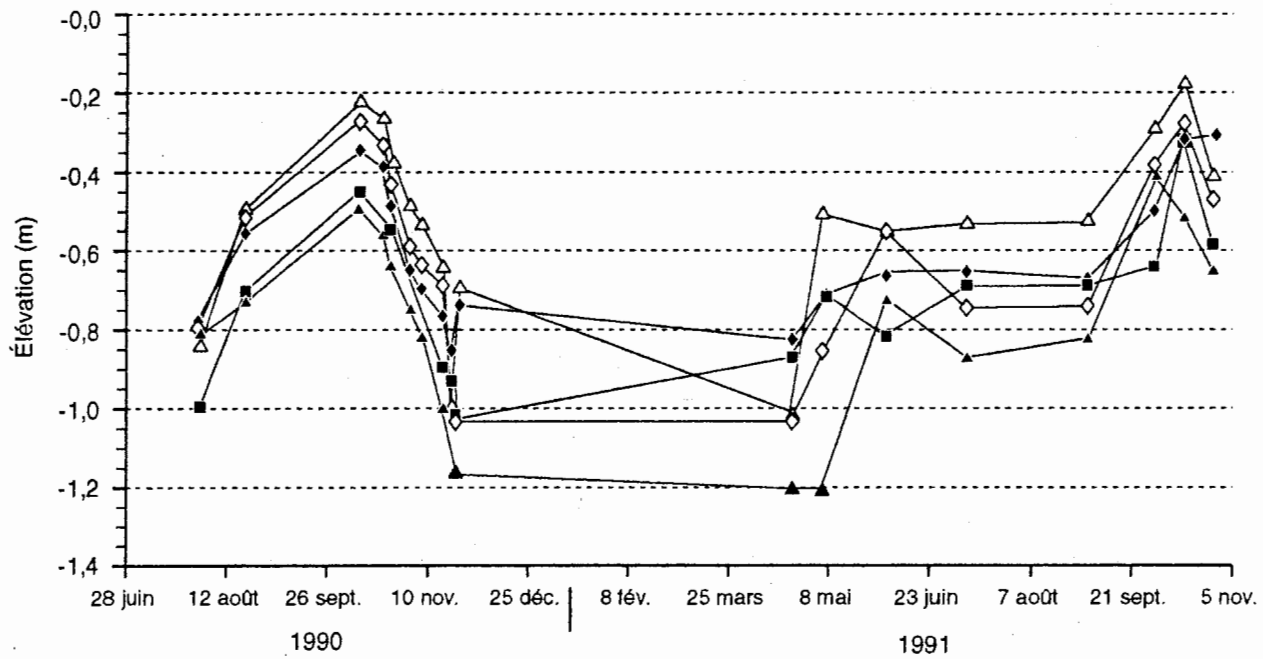


Figure 4-10 Le niveau de la nappe sous les tertres à sable de LG4, Bale James

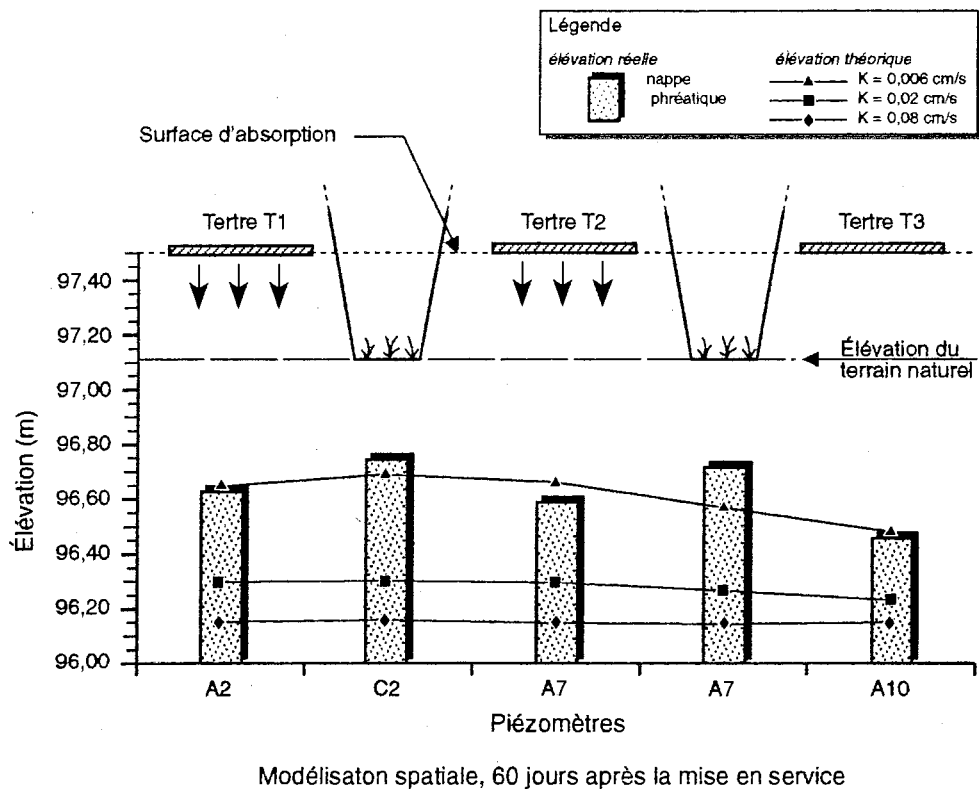
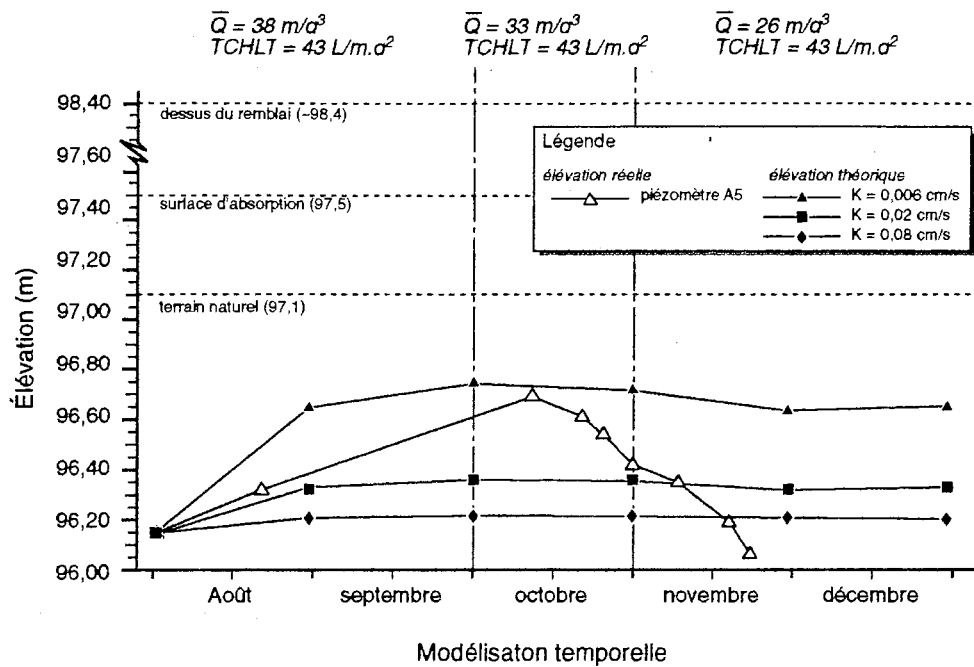


Figure 4-11 Modélisation du niveau de la nappe phréatique au campement de LG4, Baie James

Cette fluctuation du niveau de la nappe a été comparée à la fluctuation théorique selon le modèle de Hantush (figure 4-11). La modélisation a été effectuée pour trois périodes distinctes entre les mois d'août et de décembre 1990, soit pour une période totale de cinq mois.

Le niveau de départ de la nappe, mesuré au moment de la mise en marche, correspond au niveau de la nappe élevé. Les courbes théoriques montrent qu'à plus faible perméabilité ( $k = 6 \times 10^{-3}$  cm/s), la nappe remonterait, après deux mois, de 55 centimètres. Les niveaux réels, mesurés dans les piézomètres, se situent jusqu'en octobre à l'intérieur de la fourchette de prédiction. Sous les éléments épurateurs, le niveau s'est élevé de 50 à 65 centimètres en deux mois et demi. Après octobre, les niveaux observés chutent régulièrement jusqu'au niveau de départ, contrairement à la stabilisation que prédit le modèle. Il faut ici penser aux fluctuations saisonnières de la nappe. L'écart entre le niveau de la nappe et la surface d'application des eaux usées s'est toujours maintenu à plus de un mètre, ce qui constitue une marge optimale pour fins de traitement des eaux usées.

Avec les nombreux piézomètres installés dans ce système, il est également possible d'examiner l'évolution spatiale du niveau de la nappe. Comme prévu par le modèle théorique, le niveau de la nappe baisse à mesure qu'on s'éloigne de la surface d'application. Dans l'ensemble, les niveaux mesurés se rapprochent des niveaux théoriques ( $\pm 10$  cm) pour une perméabilité de  $k = 6 \times 10^{-3}$  centimètre par seconde.

La première constatation est l'importance à accorder à la caractérisation du sol récepteur: il est important de préciser la perméabilité du sol puisque l'estimé peut alors varier jusqu'à 1,0 mètre.

Un deuxième facteur d'importance concerne le niveau naturel de la nappe phréatique. Il est normal que le niveau de la nappe fluctue saisonnièrement. Cependant, le modèle prédictif de Hantush ne tient pas compte de telles variations. Si le modèle est utilisé pour vérifier qu'un élément épurateur projeté peut être implanté sans générer de remontée excessive de la nappe, il suffit d'utiliser, aux fins de modélisation, le niveau le plus élevé de la nappe naturelle tel que déterminé par un examen attentif du sol récepteur. *À partir de ce niveau initial élevé, le calcul théorique permettra de déterminer si, une fois le système en marche, le minimum requis de sol sec et perméable sera disponible en tout temps sous la surface d'application des eaux usées.* Par ailleurs, si on veut comparer les niveaux prédits avec les niveaux réels observés, il importe alors de connaître l'étendue de la fluctuation naturelle de la nappe. Le cas du campement de LG4 démontre donc clairement que, en l'absence de variations significatives de débit et compte tenu de la fluctuation saisonnière de la nappe, les niveaux réels observés suivent de près les niveaux prédits par le modèle de Hantush pour la durée de l'observation et ce à divers points sous l'élément épurateur.

La figure 4-12 permet de suivre l'évolution des températures sur chacune des strates de contrôle: remblai, concassé, matelas biologique, sol naturel; la température de l'air est notée comme référence. Les résultats montrent que la température du matelas biologique de ce système, représentatif des conditions normales d'une petite communauté pourvue d'un réseau de collecte en bonne condition, s'est toujours maintenue à une température supérieure au seuil critique de 5°C, et ce avec un apport d'air au niveau du système de distribution (S.D.S.F.P.). L'efficacité de l'isolant thermique installé sur ces éléments épurateurs ne fait aucun doute: à la mi-décembre, un écart de plus de 15°C a été observé entre la température moyenne du remblai de sol (non isolé) et celle du matelas biologique. En janvier 1991, l'écart atteint 25°C.

En 1995, une expertise devant statuer sur l'état réel du matelas biologique des éléments épurateurs a été réalisée. Il a alors été décidé d'examiner les éléments épurateurs no. 6 et no. 1. L'élément épurateur no. 6 montrait des signes d'une résurgence passée et un état de surcharge hydraulique (200%) avait été observé; d'autre part, l'élément épurateur no. 1 semblait selon les discussions avoir été peu utilisé. En effet, seulement deux des six éléments épurateurs (no. 5 et 6) ont été utilisés entre 1991 et 1995.

Dans l'élément épurateur no. 6 (figure 4-13) la pierre concassée qui enchâsse la tuyauterie de distribution est caractérisée par contenu évalué à 10% de particules fines (sable). De plus, des solides accumulés au niveau des orifices de distribution ont été observés; cet état est associé à l'effet de relargage de solides à flottabilité neutre provenant de l'effluent de la fosse septique. D'autre part, malgré la surcharge à long terme qu'a connu cet élément épurateur, le matelas biologique ne montrait aucun indice de déséquilibre. Enfin, aucune accumulation de biomasse n'a été observée à l'intérieur de la tuyauterie de distribution sauf évidemment pour les extrémités des conduites latérales où normalement les solides s'accumulent.

Par ailleurs, le même exercice, réalisé cette fois sur l'élément épurateur no. 1, a permis de constater un état quasi neuf et définitivement associé à une faible utilisation.

Enfin, l'accumulation de solides à l'extrémité des conduites latérales a été vérifiée. Dans les éléments épurateurs 5 et 6 certaines conduites montraient des sections de solides en voie de densification (figure 4-14).

Malgré les importants problèmes de surcharge hydraulique qu'a connus ce système de traitement des eaux usées, l'état général des éléments épurateurs demeure excellent et témoigne hors de tout doute de l'avantage indéniable d'une distribution uniforme de l'effluent.

Cependant, l'accumulation après quelques années de solides dans les orifices des conduites de distribution fait ressortir l'importance la pertinence des préfiltres qui permettent de capter à la source les solides à flottabilité neutre susceptibles de colmater les orifices des conduites de distribution.

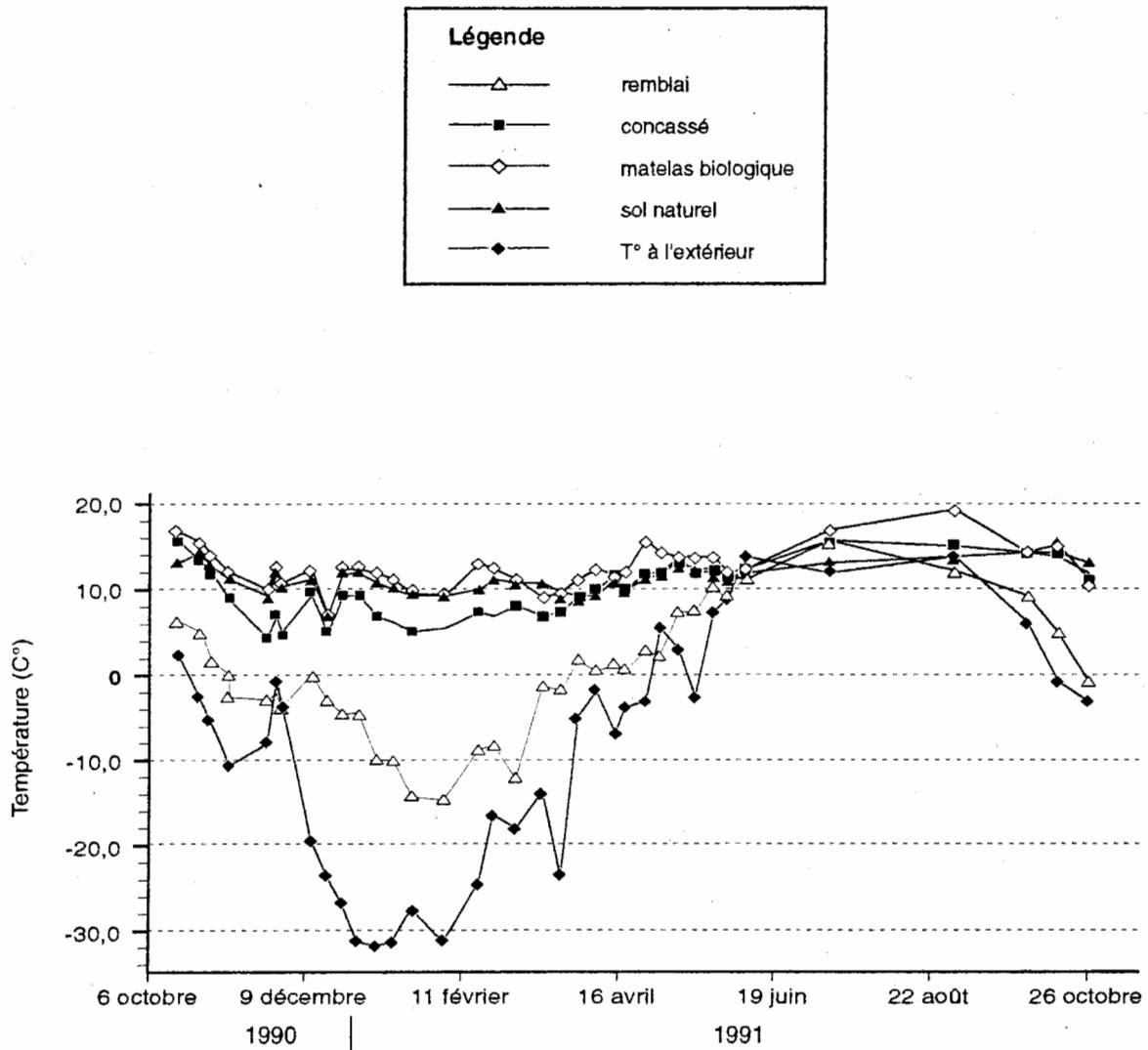


Figure 4-12 Le profil thermique d'un tertre du campement LG4, Baie James

#### 4.1.5

##### **Le cas de La Bellefeuille**

«La Bellefeuille», une résidence pour personnes âgées, est située dans la municipalité de Bellefeuille dans les Basses Laurentides. Cette résidence a été construite en 1992 et comprend quatorze logements dont le débit d'eaux usées est estimé à 7,5 mètres cubes par jour. Une installation septique communautaire du type terre à sable hors sol dessert le bâtiment. Peu après sa mise en service, l'élément épurateur a montré des signes de mauvais fonctionnement (regorgement).

Une expertise technique, réalisée en novembre 1993, a mis en lumière certains facteurs qui peuvent expliquer ces difficultés de fonctionnement.

1. Le terre offre une superficie d'infiltration de 115 mètres carrés ce qui correspond à un taux de charge hydraulique théorique de 65 litres par mètre carré par jour. Celui-ci est nettement plus élevé que le taux de charge de 40 litres par mètre carré par jour qui est généralement admis pour ce type d'élément épurateur (figure 4-15).
2. Il y a captage important d'eau parasite au niveau de la station de pompage portant le débit d'eau acheminé au traitement à 14,35 mètres cubes par jour. Le taux de charge alors appliqué peut atteindre 125 litres par mètre carré par jour.
3. Un matelas biologique en déséquilibre, typique de conditions anaérobies, s'est formé à l'interface d'application gravier/sable (figure 4-16).
4. Le niveau de la nappe phréatique a remonté suite à l'application des eaux usées entre 1992 et 1995. La nappe se trouve ainsi à quelques centimètres à peine sous la surface d'infiltration alors qu'il faut prévoir 90 centimètres pour respecter les règles de pratique en la matière. La remontée observée peut être associée à la capacité hydraulique du site.
5. La répartition des eaux usées sur la surface des eaux usées n'est pas uniforme. En effet, il s'agit d'une alimentation gravitaire qui ne sollicite qu'une fraction de la superficie disponible.



↑ La présence de solides non dégradables au niveau des orifices de distribution dans l'élément épurateur n° 6



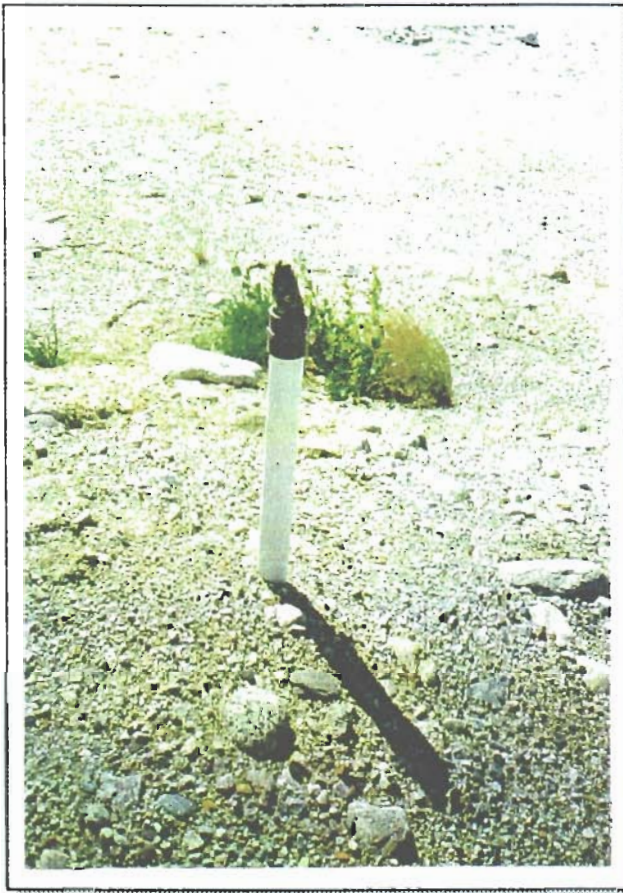
↑ L'excellent état du matelas biologique de l'élément épurateur n° 6

Figure 4-13: L'expertise d'un des tertres de LG4, Baie James









↑ Aucune accumulation de biomasse dans la tuyauterie de distribution

← La purge du système de distribution de l'élément épurateur n° 5: accumulation de solides aux extrémités

Figure 4-14 Les conduites de distribution sous faible pression des terres de LG4, Baie James

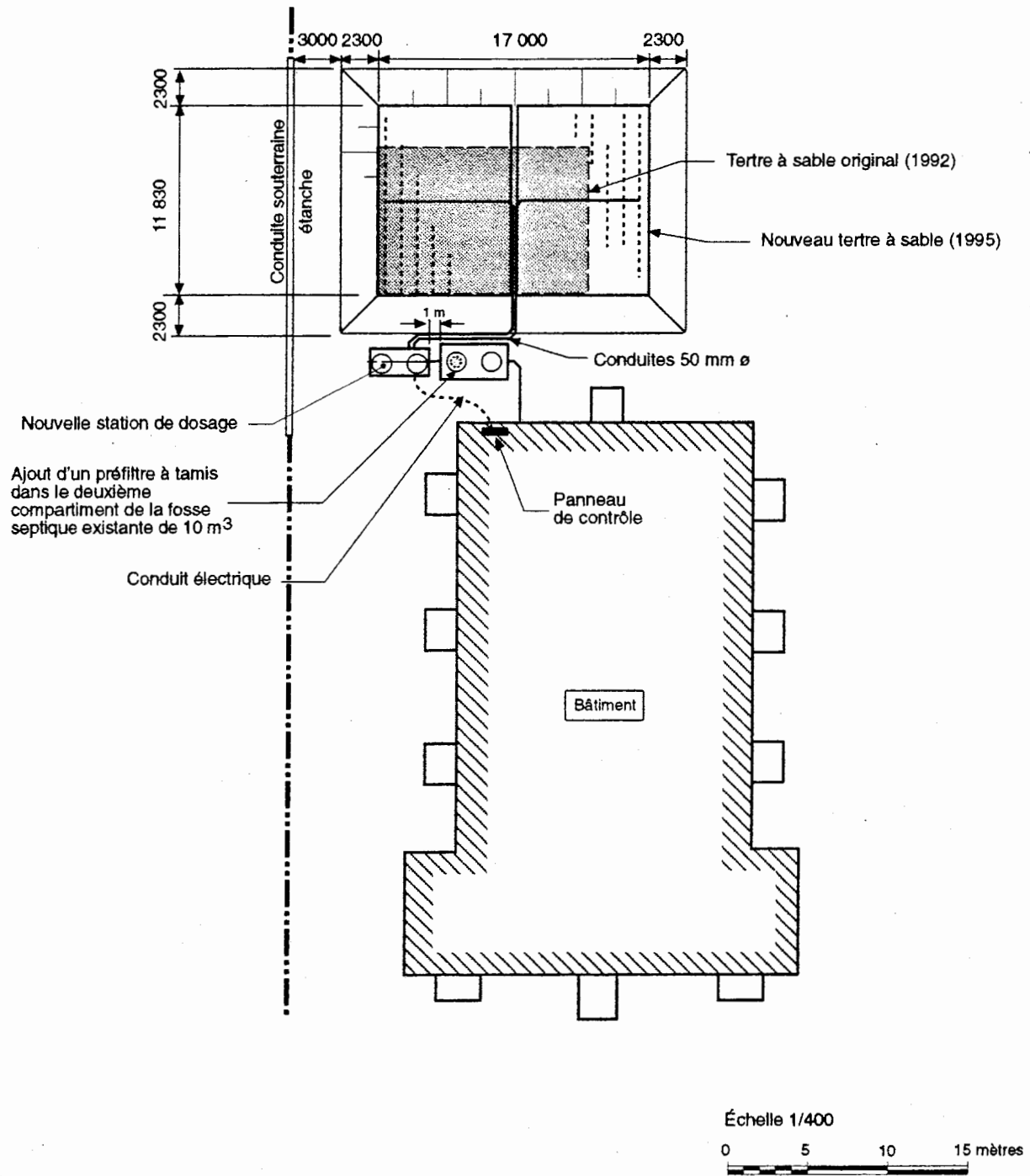


Figure 4-15 Les tertres à sable hors sol de «La Bellefeuille», Basses Laurentides

L'expertise a permis de recommander une approche de réfection basée sur la réutilisation des équipements mis en place. L'approche suggérée est la suivante:

1. Éliminer le captage d'eaux parasites pour limiter le débit d'eaux usées;
2. Améliorer le prétraitement pour éliminer les solides à flottabilité neutre;
3. Agrandir l'élément épurateur pour atteindre un taux de charge hydraulique de 40 litres par mètre carré par jour;
4. Utiliser un système de distribution sous faible pression.

Pour s'assurer de la viabilité de la proposition, une étude géotechnique a été réalisée et la capacité hydraulique du site a été analysée. Il a été déterminé que le niveau de la nappe (automne) se trouve à environ un mètre sous la surface du terrain naturel. Le sol est du type sable silteux avec une conductivité hydraulique de l'ordre des  $10^{-2}$  à  $10^{-3}$  centimètre par seconde. Dans ces conditions, la remontée prévisible du niveau de la nappe, dans le cas d'un élément alimenté à 40 litres par mètre carré par jour, se situe entre 0,69 et 0,97 mètre après dix ans lorsque calculée avec le modèle de Hantush. L'utilisation de terre à sable hors sol est donc validée puisque le niveau de la nappe ne remontera pas plus haut que la surface du terrain naturel.

La réfection de l'installation septique a été réalisée à l'automne 1995. En plus des principes de conception identifiés au moment de l'expertise, une approche d'alimentation sans gravier a été adoptée; cette technique a été choisie pour garantir l'aération maximale de la surface d'application et favoriser une longévité accrue des tertres. Les critères de conception adoptés sont décrits ci-après (débit de conception:  $7,5 \text{ m}^3/\text{d}$ ).

1. Prétraitement:
  - fosse septique existante  $10 \text{ m}^3$  effectif
  - préfiltre à tamis 38 cm  $\emptyset$ , dans le deuxième compartiment de la fosse septique (ajout) (figure 4-17)
2. Traitement:
  - taux de charge hydraulique  $40 \text{ L/m}^2\text{-d}$
  - superficie de traitement  $187,5 \text{ m}^2$
  - pentes de stabilisation 2:1
  - 2 tertres de 8,0 m x 11,8 m chacun (figures 4-15 et 4-18)
  - milieu filtrant: 450 mm
    - $D_{10} < 0,4 \text{ mm } \emptyset$
    - $1 < C_u < 4$
  - 16 chambres d'infiltration par tertre, en série de 3 modules (figure 4-19)





Figure 4-16 L'expertise du tertre à sable hors sol de «La Bellefeuloise»



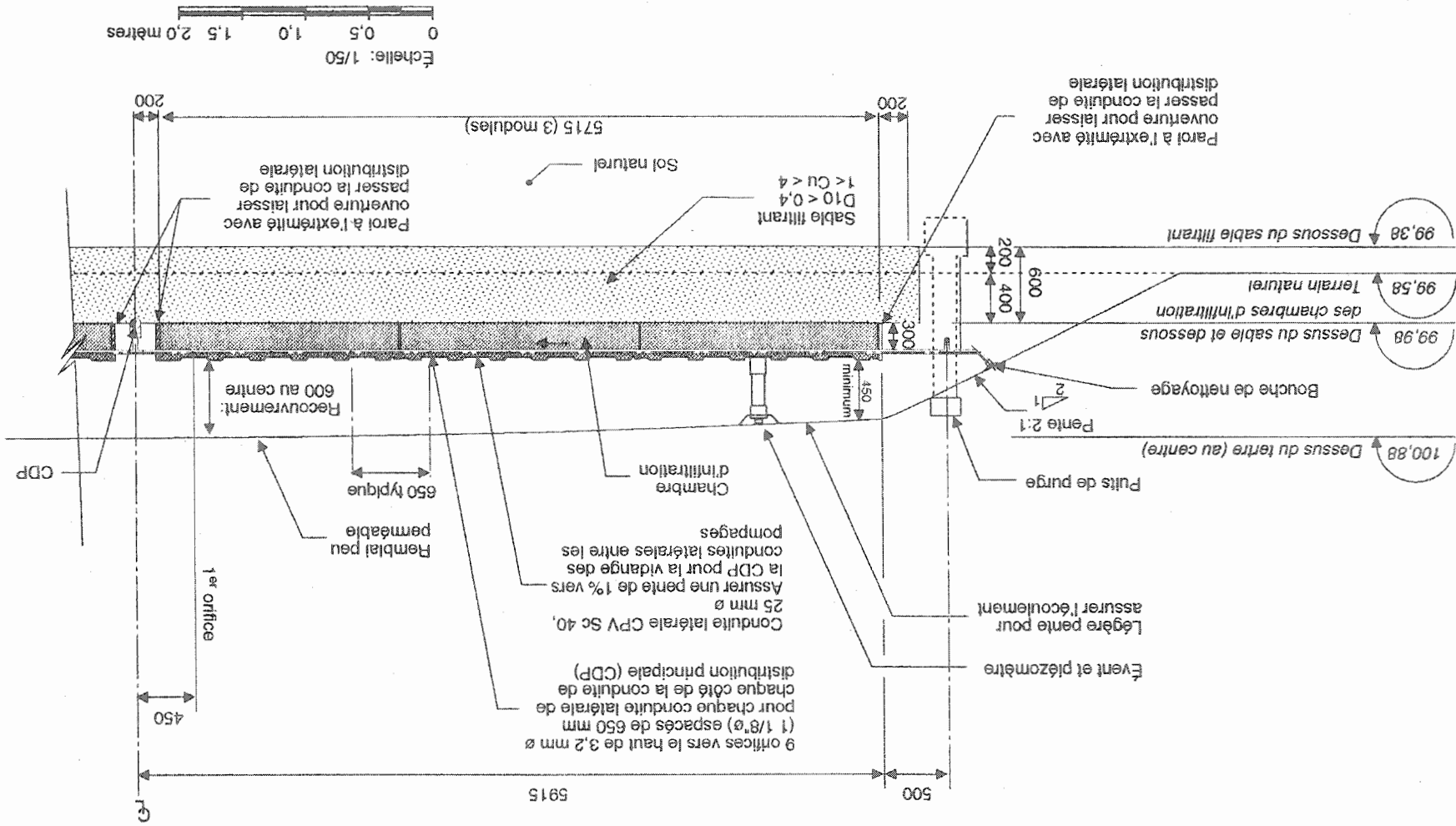
Le tamis du préfiltre prêt à être installé dans le 2<sup>e</sup> compartiment de la fosse septique

**Figure 4-17** Le préfiltre à tamis de «La Bellefeuille», Basses Laurentides





Figure 4-18 La vue en coupe d'un terre à « La Bellefeuille », Basses Laurentides



3. Dosage:
- système duplex (2 pompes 0,5 HP) fonctionnant en alternance, une pompe par terre
  - 1 cm/dose, i.e. 960 L/départ, contrôlé par flottes
  - 4 départs par jour par terre
4. Alimentation:
- système de distribution sous faible pression
  - conduite de distribution principale (CDP) CPV Sc 40, 50 mm Ø
  - 16 conduites latérales par terre, CPV Sc 40, 25 mm Ø, 5,9 m de longueur, 1 m c/c de part et d'autre de la CPD; chaque conduite latérale est suspendue à l'intérieur d'une chambre d'infiltration
  - 9 orifices par conduite latérale, 3,2 mm Ø, 650 mm c/c

La réfection des installations de «La Bellefeuille» a été réalisée à l'automne 1995 au coût de 42 600 \$. Il s'agit de la première installation septique communautaire québécoise à utiliser des chambres d'infiltration plutôt que du gravier. Ce choix technologique permet à coup sûr d'améliorer le rendement d'une installation septique en éliminant le gravier au-dessus du milieu filtrant. Les chambres d'infiltration assurent une meilleure aération du milieu filtrant tout en augmentant la superficie effective d'infiltration puisqu'il n'y a plus de gravier pour masquer une partie de la surface.





↑ L'installation des conduites de distribution principales (CDP)



↑ L'installation des chambres d'infiltration sur le milieu filtrant (pas de gravier)

Figure 4-19 Le terre avec chambres d'infiltration de «La Bellefeuille», Basses Laurentides

#### 4.1.6

##### Sommaire

Les points clé qui ressortent des études de cas présentées ci-haut peuvent être résumés comme suit:

1. Le choix du taux de charge hydraulique à long terme doit être basé sur la perméabilité minimale mesurée *in situ* dans l'horizon de sol le plus restrictif et sur une évaluation de la remontée prévisible de la nappe phréatique à long terme; le modèle de Hantush constitue un outil de prédiction utile pour établir la remontée potentielle du niveau de la nappe sous un élément épurateur;
2. Pour profiter de toute la superficie d'infiltration, il est nécessaire d'alimenter sous faible pression. L'expertise des dernières années favorise l'utilisation de conduites et de perforations de faible diamètre. On préconise également des cycles de une à quatre doses par jour selon la nature du sol récepteur (généralement 1,0 à 2,5 cm par dose);
3. L'utilisation de préfiltres permet d'éliminer les solides à flottabilité neutre susceptibles de colmater les orifices des conduites de distribution sous faible pression. Leur usage simplifie donc l'entretien de ces systèmes.
4. Les chambres d'infiltration qui remplacent le gravier d'un élément épurateur permettent d'améliorer le rendement des installations septiques en augmentant la superficie d'infiltration effective et en assurant une meilleure aération du milieu filtrant.

## 4.2

### LES FILTRES INTERMITTENTS

Les filtres intermittents regroupent deux techniques ayant de nombreux points communs: alimentation intermittente d'eaux usées sur un filtre de matériau granulaire; l'effluent traité est recueilli et doit être évacué soit dans le sol naturel, soit dans un cours d'eau. Les filtres intermittents enfouis fonctionnent à un taux de charge hydraulique comparable à celui des épandages souterrains de matériau similaire et ne sont pas directement accessibles; pour leur part, les filtres à recirculation reçoivent des charges hydrauliques beaucoup plus élevées et sont accessibles en tout temps.

Comme les épandages souterrains, les filtres intermittents doivent être alimentés sous faible pression pour profiter de toute la superficie de traitement. Le choix du milieu filtrant est critique puisqu'il affecte le taux de charge applicable, la superficie requise, l'efficacité de traitement et l'entretien nécessaire. Les études de cas qui suivent ont été choisies pour faire ressortir l'influence de ces paramètres.

#### 4.2.1

##### *Le cas de Dexter en Orégon*

Le filtre intermittent à recirculation du village de Dexter en Orégon a été mis en service en 1983 pour desservir une population de 530 personnes. Cette filière a été choisie et construite pour résoudre un problème local d'assainissement; en effet, 60% des installations septiques individuelles existantes faisaient défaut en 1977 et le comté avait alors mis un moratoire sur la construction de nouvelles résidences.

Une étude de faisabilité, réalisée en 1979, a favorisé l'assainissement autonome en priorisant les installations septiques individuelles lorsque possible, puis un réseau de collecte d'effluents de fosses septiques individuelles et un filtre intermittent à recirculation avec évacuation de l'effluent traité en tranchées. La conception du réseau et de la filière de traitement a été volontairement restreinte à une population ultime de 620 personnes pour limiter le développement et préserver le caractère rural de l'agglomération.

La filière de traitement a été conçue pour traiter un débit de 235 mètres cubes par jour pour 620 personnes (an 2000) avec un facteur de pointe de 2,5. La conception s'établit comme suit (figure 4-20):

1. Prétraitement: fosses septiques individuelles
2. Collecte: réseau sous pression de faible diamètre sur effluents de fosses septiques

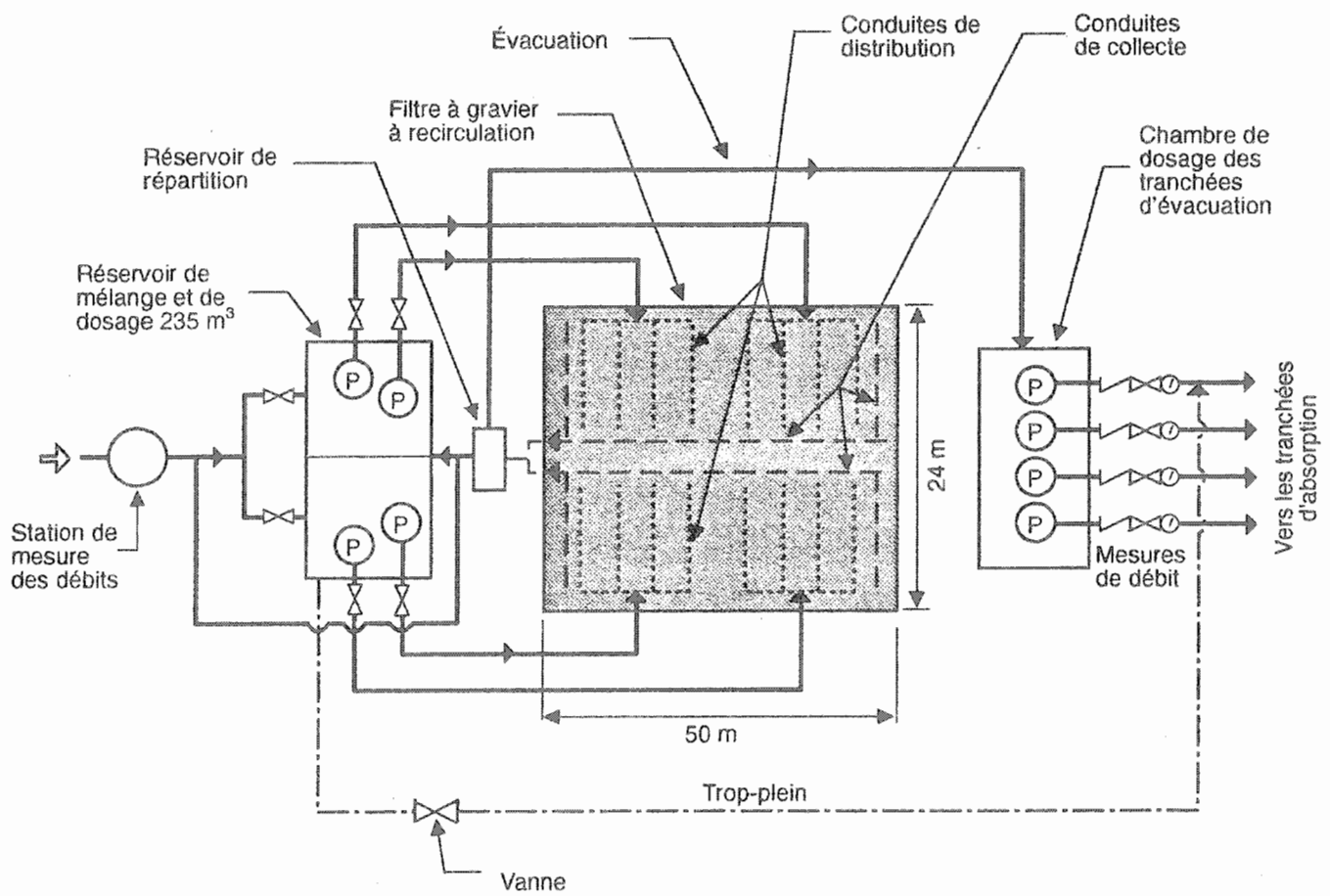


Figure 4-20 Le filtre intermittent à recirculation de Dexter, Oregon



3. Traitement: filtre à recirculation
- taux de charge hydraulique: 200 L/m<sup>2</sup>-d
  - taux d'application: 4/1
  - milieu filtrant (refait en 1989)
    - . D<sub>10</sub> = 2,0 mm
    - . C<sub>u</sub> < 2,5
  - superficie d'application: 1 200 m<sup>2</sup>, en 4 quadrants de 12 m x 25 m
  - réservoir de mélange et de dosage: 235 m<sup>3</sup>
  - distribution sous faible pression (refait en 1989)
    - . 4 conduites de distribution principales
    - . 20 conduites latérales par C.D.P., 5 cm Ø, 1,2 m c/c
    - . 10 perforations par conduite latérale, 5,5 mm Ø, 1,2 m c/c
  - réservoir de répartition
4. Alimentation et dosage:
- 30 doses par jour par quadrant
  - 4 pompes de 5 HP à 16 L/s et 8 min par dose, fonctionnant en alternance
  - 7,8 m<sup>3</sup>/dose ou 2,5 cm/dose
5. Évacuation en tranchées:
- taux de charge hydraulique: 107 L/m linéaire par jour = 535 L/m<sup>2</sup>-d
  - largeur des tranchées: 20 cm
  - profondeur: 41 à 71 cm
  - pompes: 4 pompes de 3 HP, 15,1 L/s à 10 min par dose

L'installation de Dexter est typique des premiers filtres à recirculation construits en Amérique du Nord. Les eaux usées provenant des fosses septiques individuelles sont acheminées à un réservoir de mélange et de dosage de 235 mètres cubes, séparé en deux compartiments, chacun logeant deux pompes (figure 4-21).

Le filtre, d'une superficie totale de 1 250 mètres carrés (figure 4-22), est conçu pour recevoir un débit d'affluent de 200 litres par mètre carré par jour à un taux d'application de 4/1. Ainsi chaque partie d'eau affluente est mélangée dans le réservoir de mélange et de dosage à trois parties d'eau filtrée recirculée pour un débit total appliqué de quatre fois le débit affluent. Il faut se rappeler que la superficie d'application est calculée en fonction du débit de l'affluent et non du débit appliqué.





↙ Le regard de répartition de l'eau filtrée

↘ Le réservoir de mélange et de dosage



Figure 4-21 Les ouvrages et bâtiments connexes du F.I.R. de Dexter



↑ L'alimentation d'un quart du F.I.R.



↑ Le filtre à recirculation

Figure 4-22 Le filtre à recirculation de Dexter



Les quatre parties d'eau sont alimentées sous faible pression par les quatre pompes du réservoir de mélange et de dosage. Chaque pompe alimente un réseau de distribution qui répartit les eaux sur une portion (300 m<sup>2</sup>) du filtre. Le milieu filtrant s'apparente à un gravier avec un diamètre effectif de 2,05 millimètres et un coefficient d'uniformité de 2,37 et provient de la région de Dexter. Le massif filtrant a une hauteur de 1,5 mètre. Les eaux filtrées sont recueillies sous le massif filtrant et acheminées vers un réservoir de répartition; dans ce réservoir, les eaux filtrées (4 parties) sont réparties en eaux recirculées (3 parties) et eaux évacuées (1 partie) à l'aide de déversoirs ajustables. Les trois parties d'eaux recirculées sont retournées en tête de filière, au réservoir de mélange et de dosage, où elles sont mélangées aux eaux de l'affluent. La figure 4-23 illustre l'écoulement hydraulique théorique de ces filtres à recirculation. Les eaux traitées sont évacuées dans les tranchées d'évacuation alimentées à très haut taux de charge ( $\approx 535 \text{ L/m}^2\text{-d}$ ) par quatre pompes fonctionnant en alternance (10 min de pompage et 9 m<sup>3</sup> par dose).

La filière de traitement a été construite en 1982 et mise en service durant l'été 1983. Depuis la mise en service, le débit acheminé au filtre est plus faible que prévu en été; il fluctue entre 115 mètres cubes par jour (été) et 230 mètres cubes par jour (hiver). Les charges observées de 1983 à 1985 sont également plus faibles que prévu. La DBO<sub>5</sub> de l'affluent atteint en moyenne 95 milligrammes par litre et les M.E.S., 36 milligrammes par litre. L'efficacité est excellente avec 95% d'enlèvement de la DBO<sub>5</sub> et 94% des M.E.S.

Depuis sa mise en service, cette filière a connu de nombreux problèmes pratiques qui ont affecté son exploitation, mais non son efficacité. Les responsables municipaux ont eu à intervenir à de nombreuses reprises pour corriger des difficultés qui auraient pu et dû être facilement évitées. Nous les énumérons ci-après pour sensibiliser le lecteur à l'importance de ces facteurs:

1. Des fosses septiques individuelles en polyéthylène ont été installées, puis remplacées parce qu'elles s'affaissaient; les fosses septiques de remplacement en béton laissent l'eau de pluie s'infiltrer et doivent être réparées.
2. Le milieu filtrant n'avait pas les qualités requises et a dû être remplacé en 1989; il contenait trop de particules fines qui ont migré vers le bas et colmaté le géotextile posé entre le milieu filtrant et les drains collecteurs (on recommande aujourd'hui de ne pas poser de géotextile).
3. Le réseau de collecte subit une infiltration excessive.

Malgré ces difficultés, les résultats de traitement sont satisfaisants.

L'entretien du filtre se limite au raclage et au désherbage du filtre deux ou trois fois l'an, à l'entretien normal des équipements mécaniques et à la vidange des fosses septiques. Quant aux tranchées d'évacuation, elles donnent pleine satisfaction depuis la mise en service.

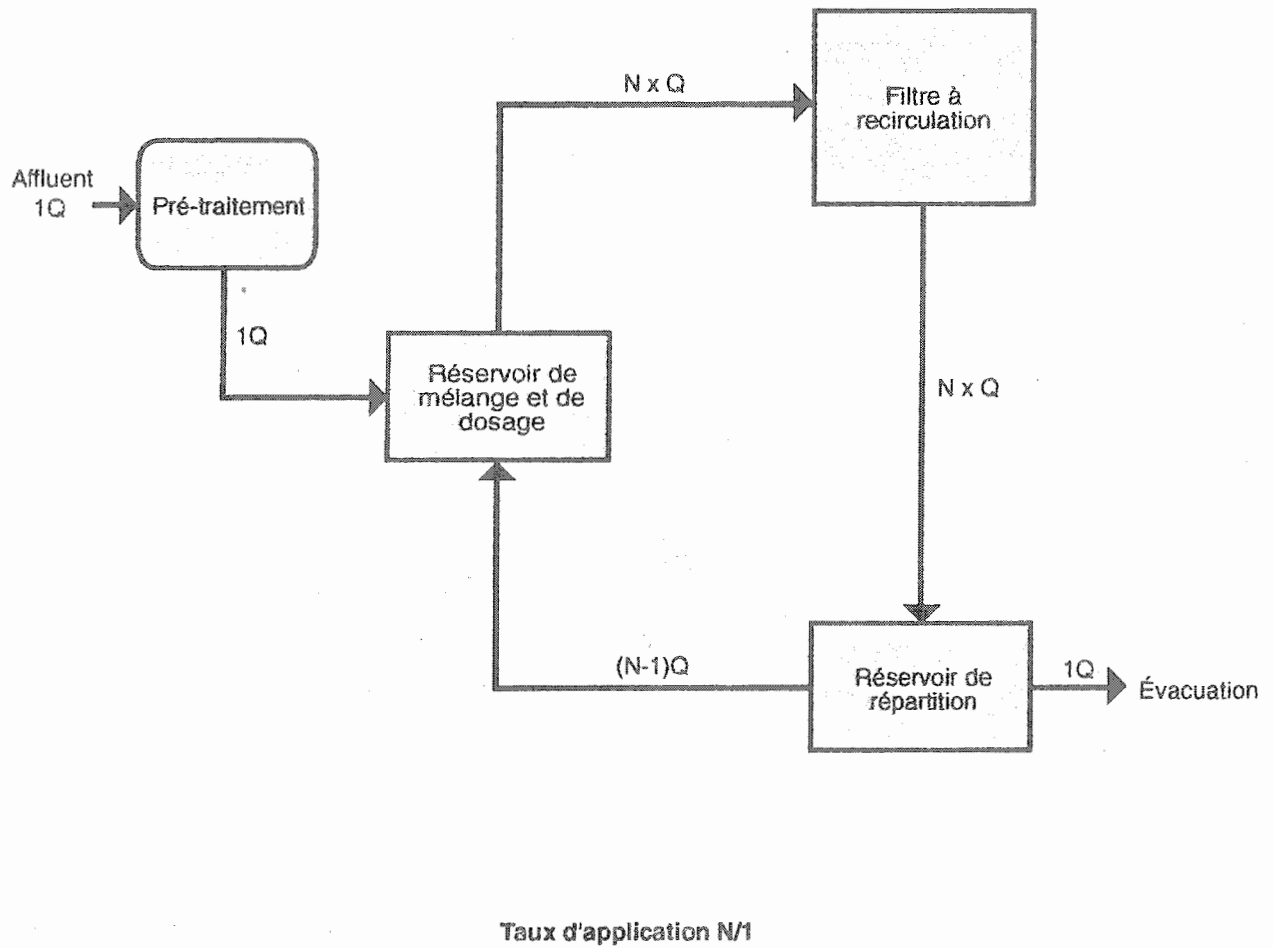


Figure 4-23 Le diagramme d'écoulement des filtres intermittents à recirculation

#### 4.2.2

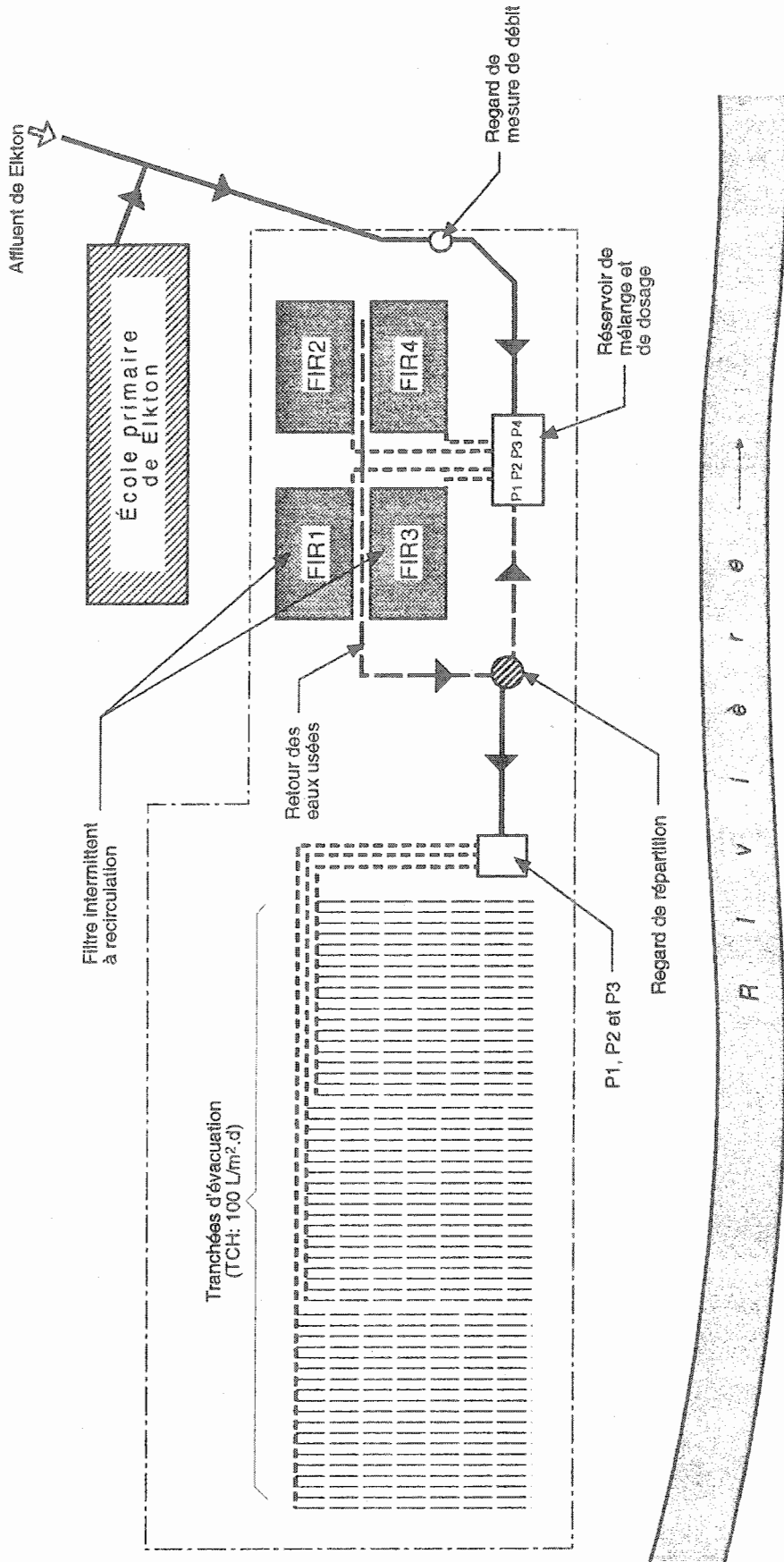
##### Le cas de Elkton en Orégon

La municipalité de Elkton en Orégon s'est dotée en 1989 d'infrastructures communautaires de collecte et de traitement des eaux usées pour remplacer les équipements individuels de 135 résidences qui, dans l'ensemble, faisaient défaut. La filière choisie comprend un réseau sous pression de collecte des effluents de fosse septique, un filtre intermittent à recirculation et des tranchées d'évacuation dans le sol naturel. Le réseau et le traitement ont été conçus par la firme Orenco Systems, Inc. Les critères de conception du F.I.R. sont les suivants pour un débit ultime de 115 mètres cubes par jour (figure 4-25):

1. Prétraitement: fosses septiques individuelles (volume 3,8 m<sup>3</sup>) munies de pompes (1/2 HP, à turbine verticale)
2. Collecte: réseau sous pression
3. Traitement (figure 4-24):
  - réservoir de mélange et de dosage: 115 m<sup>3</sup>
  - alimentation et dosage:
    - . 4 pompes de 1 HP, alternance 2 à 2
    - . 48 doses par pompe par jour à 3 min/dose
  - distribution:
    - . 36 conduites latérales de 38 mm Ø, 60 cm c/c, recouvertes de gravier
    - . 60 perforations vers le haut de 2,4 mm Ø, 60 cm c/c par conduite latérale
  - filtre:
    - . T.C.H. de conception: 160 L/m<sup>2</sup>-d
    - . superficie: 756 m<sup>2</sup> en 4 quadrants de 18 m x 10,5 m
    - . médium filtrant: D<sub>10</sub> = 3,5 mm; C<sub>u</sub> = 1,8
    - réservoir de répartition avec 2 conduites perforées, immergées.
4. Évacuation dans un pâturage à moutons (figure 4-26):
  - 115 tranchées de 30,5 m
  - T.C.H.: 100 L/m<sup>2</sup>-d
  - 3 pompes de 0,5 HP débitant 280 L/min chacune

Le système de collecte et de traitement a été construit en 1989 au coût de 897 800 \$ U.S. (incluant l'ingénierie). L'exploitation est réalisée par un opérateur à temps partiel pour le réseau et un autre, aussi à temps partiel (7 heures par semaine) pour le traitement. Les appels de service représentent entre 30 et 45 minutes par mois pour 100 résidences. L'effluent traité est caractérisé par une DBO<sub>5</sub> de 6 mg/L et des MES de 6 mg/L.





Échelle: 1/100

Figure 4-25 Le filtre à recirculation d'Elkton, Oregon



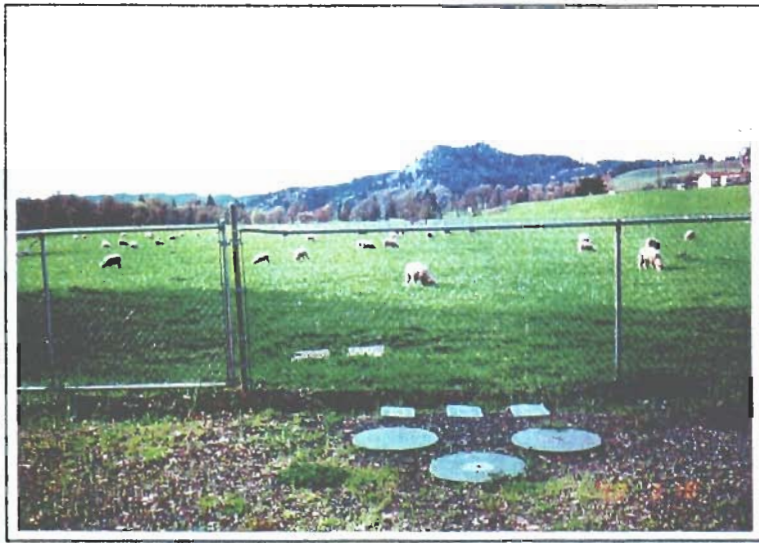


↑ Le filtre



↑ Le milieu filtrant et le gravier de recouvrement

Figure 4-24 Le filtre et les conduites d'Elkton



↑ Les tranchées d'évacuation  
de l'eau traitée



Le panneau de contrôle →

Figure 4-26 L'évacuation des eaux usées à Elkton



L'intérêt de cette filière réside dans le choix des équipements et des structures de distribution et de répartition. Le système de distribution est formé de conduites de faible diamètre avec des perforations très petites; ce choix permet d'obtenir de grandes vitesses même avec de petites pompes tout en rapprochant les perforations au maximum (0,6 m c/c). À noter que les conduites de distribution sont recouvertes de gravier pour les protéger du soleil et des intempéries ce qui favorise leur longévité. Les pompes choisies pour leur efficacité sont des pompes à turbine protégées par un tamis, dont les mailles sont de 3 millimètres.

### 4.2.3

#### *Le cas de Saint-Joseph-de-Coleraine, secteur Vimy Ridge*

La municipalité de Saint-Joseph-de-Coleraine a décidé de doter le secteur Vimy Ridge de la municipalité d'équipements d'assainissement complets. En effet, la majorité des résidences de Vimy Ridge étaient reliées à un réseau qui acheminait les eaux usées à deux fosses septiques communautaires dont l'effluent était rejeté directement à un cours d'eau. Le réseau existant était en mauvais état; une campagne de caractérisation a fait ressortir d'importants problèmes d'infiltration et de captage. Il a donc été décidé de construire un nouveau réseau de collecte en plus des installations de traitement.

Le secteur Vimy Ridge est divisé en deux bassins s'écoulant en directions opposées. Le bassin sud regroupe 126 personnes alors que 30 personnes à peine résident dans le bassin nord. Une caractérisation hydrogéologique des sites éventuels de traitement a été réalisée. Dans le bassin nord comme dans le bassin sud, le sol en place présente une granulométrie dominée par les silts et les argiles; sa conductivité hydraulique, mesurée sur place avec un perméamètre à haute conductivité TRESKO, fluctue entre  $2 \times 10^{-4}$  cm/s et  $5 \times 10^{-5}$  cm/s. Dans ce type de sols, les épandages souterrains sont exclus puisque des problèmes de résurgence sont inévitables.

Plusieurs options de collecte et de traitement ont été envisagées. Dans un premier temps, des solutions individuelles pour chaque bassin ont été examinées; des étangs non aérés ont été comparés à des filtres intermittents enfouis. Malgré la disponibilité d'espace, le traitement par filtration s'est révélé le plus économique pour les deux bassins.

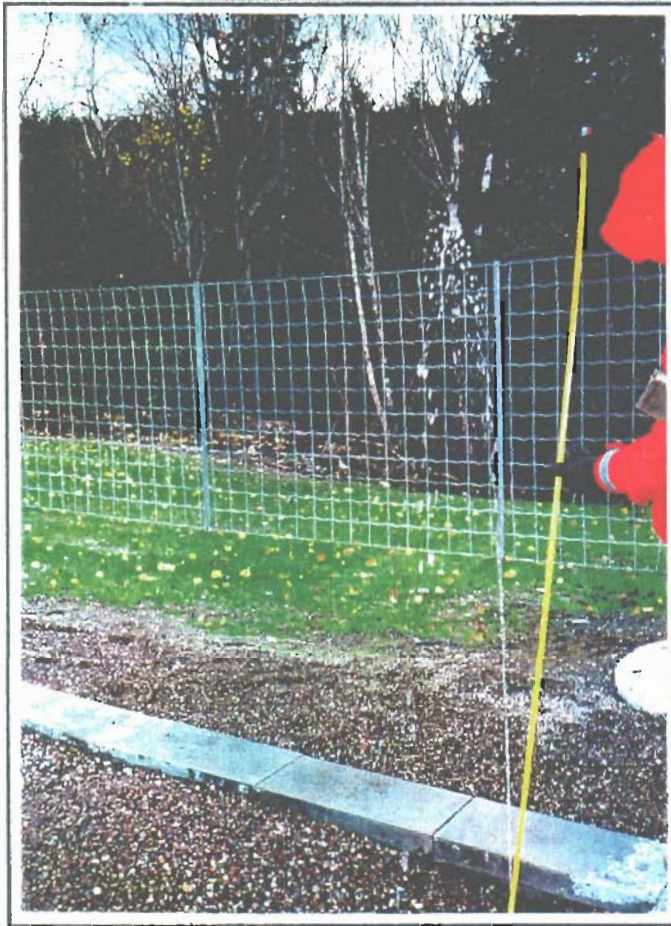
Par la suite, l'opportunité de traiter l'ensemble des eaux usées à un seul site a été examinée. Le projet d'assainissement retenu suite à cette analyse combine la collecte des eaux usées des deux secteurs par un réseau de faible diamètre et le traitement par filtres intermittents à recirculation à un seul site.

Chaque résidence possède une fosse septique individuelle en béton de 4,8 mètres cubes dont l'effluent est acheminé au traitement dans des conduites de CPV de 75 millimètres de diamètre. Dans le secteur sud, l'ensemble du réseau est gravitaire; par contre, dans le secteur nord, chaque fosse septique est suivie d'une mini station de pompage, équipée d'une pompe de 2,0 HP qui refoule les eaux usées décantées vers un réseau sous pression qui se déverse dans le réseau gravitaire du secteur sud. L'eau acheminée au traitement est donc prétraitée par fosses septiques.

La filière de traitement a été conçue pour un débit de conception de 42,5 mètres cubes par jour dont 7,4 mètres cubes d'eaux parasites (figures 4-27 et 4-28). Elle est composée de six unités reliées entre elles comme le montre le profil hydraulique de la figure 4-29. Le regard d'entrée a pour fonction d'assurer un changement de direction d'écoulement des eaux ( $90^\circ$ ). Il s'y trouve une conduite de dérivation.







↑ La filière de traitement

← La mise en charge hydraulique  
du réseau SDSFP

Figure 4-28 Le filtre intermittent à recirculation de Vimy Ridge

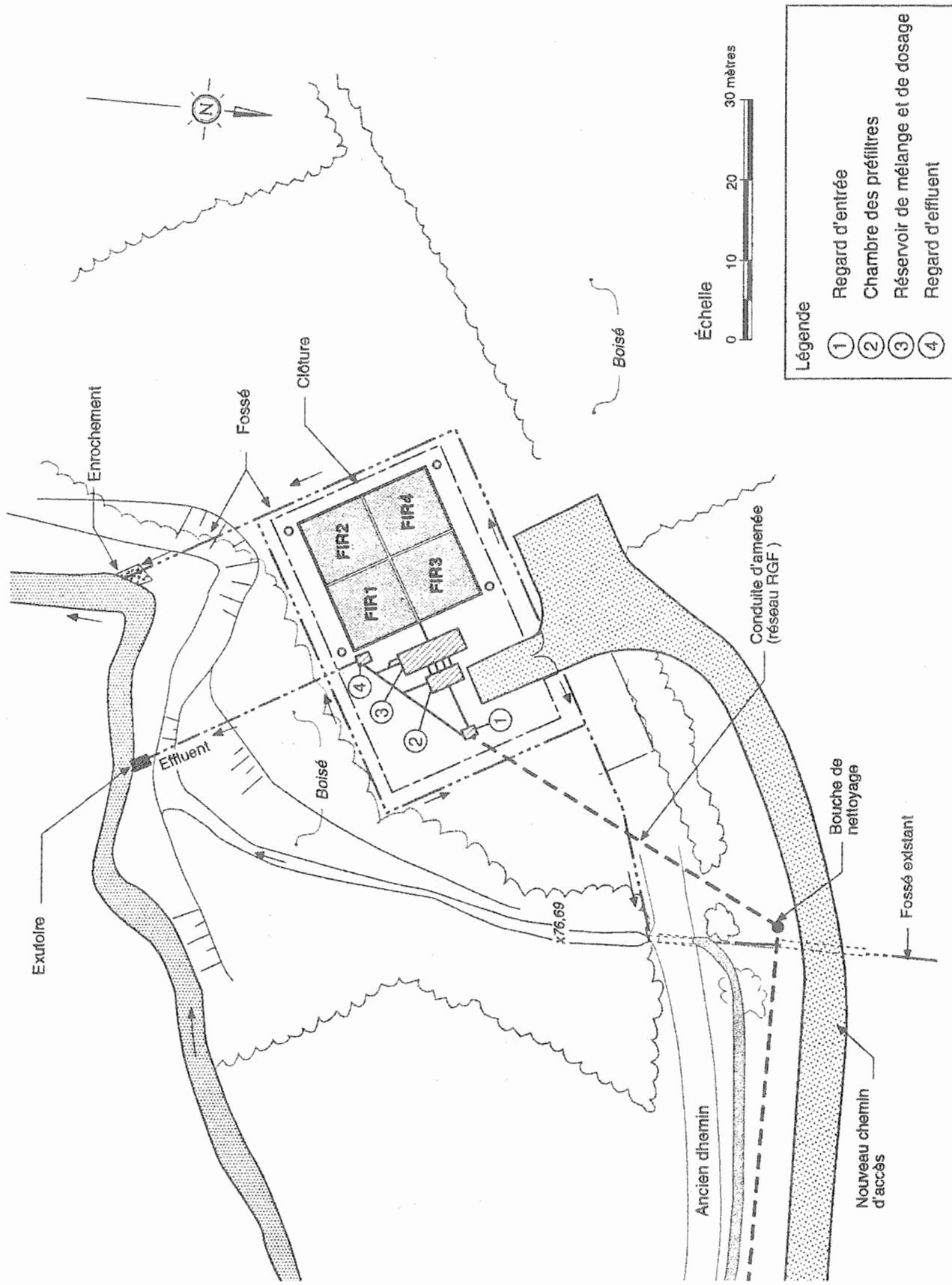


Figure 4-27 Le plan d'ensemble de la filière de traitement de Vimy Ridge (Saint-Joseph-de-Coleraine)

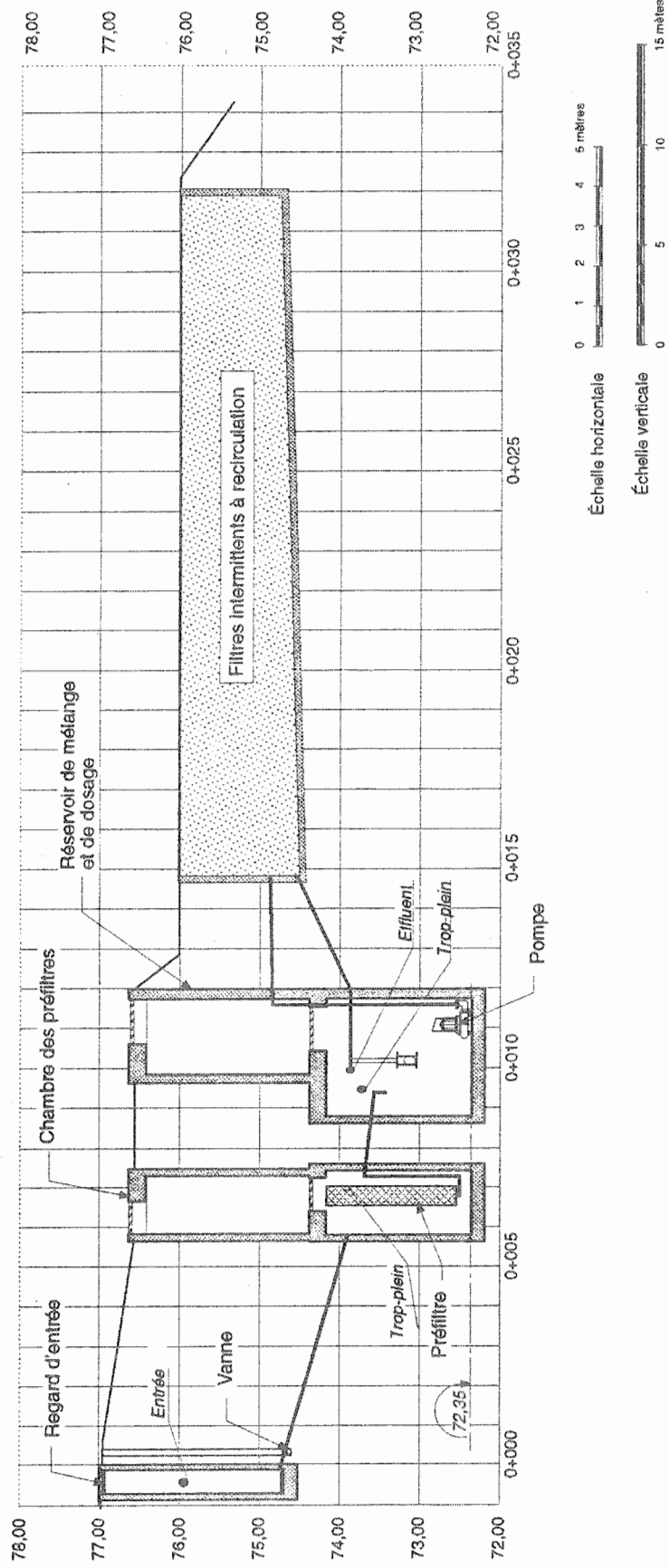


Figure 4-29 Le profil hydraulique de la filière de Vimy Ridge

La chambre de préfiltres est conçue pour un temps de rétention minimal d'une heure ( $1,34 \times 4,27 \times 1,79$ ) au débit de pointe horaire ( $8,85 \text{ m}^3/\text{h}$ ). Elle est munie de quatre préfiltres à tamis à mailles de 3 millimètres. Ces préfiltres ont pour fonction d'intercepter les solides à flottabilité neutre issus des fosses septiques individuelles et d'effectuer un prétraitement complémentaire des eaux (MES) avant leur dosage sur les filtres (figure 4-30).

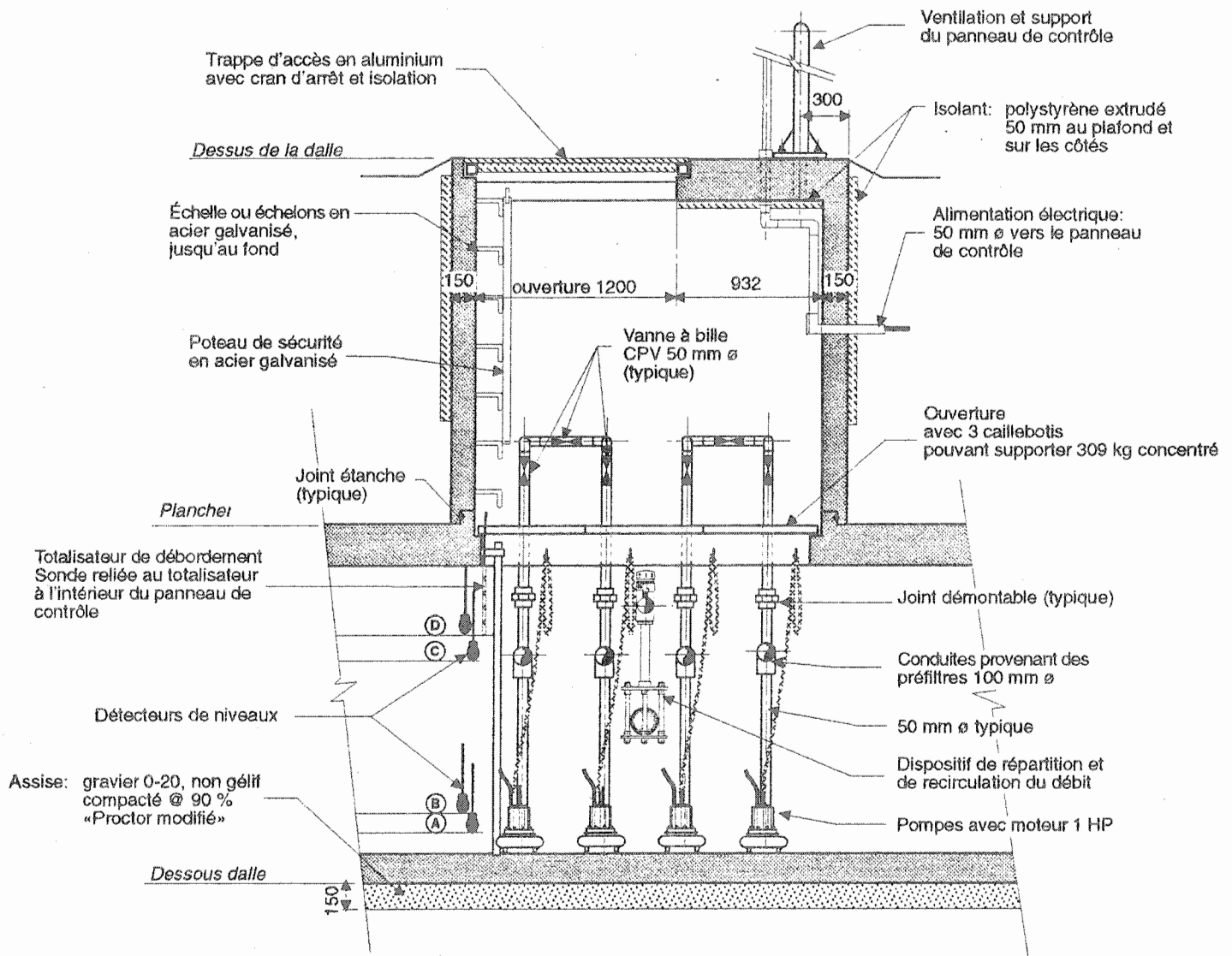
Le réservoir de mélange et de dosage (figure 4-31) fait office de réservoir tampon (accumulation du débit de pointe entre les dosages intermittents) et de station de pompage. Il reçoit l'effluent primaire (issu de la chambre des préfiltres) et quatre parties sur cinq de l'effluent traité par les filtres à gravier. La conception hydraulique de cette chambre exige un volume utile minimal de 22,5 mètres cubes ( $0,5 Q_d$ ). Quatre pompes submersibles du type Hydromatic SK-100 (1 HP) y sont installées. Un jeu de vannes, localisé dans l'accès supérieur de la chambre, permet d'isoler les filtres au besoin. La répartition de l'eau à recirculer et de l'eau à évacuer est faite par une vanne à recirculation qui répartit les eaux filtrées entre le réservoir de mélange et de dosage et l'évacuation (figure 4-30).

L'unité principale de traitement est constituée du filtre à recirculation conçu avec un taux de charge hydraulique de 200 litres par mètre carré par jour au débit moyen journalier de 42,5 mètres cubes par jour. Le principe associé à la recirculation (ratio 5/1) d'une partie importante des eaux filtrées génère un taux d'application total de l'ordre de 1,0 mètre par jour d'une eau peu concentrée en terme de charge polluante et de surcroît très oxygénée ( $4 \text{ à } 5 \text{ mg/L O}_2$ ). À ce critère de base s'ajoute un facteur de surdimensionnement des ouvrages de 1,25 ce qui ramène le taux de charge effectif à 160 litres par mètre carré par jour. Le gravier sélectionné est granitique et d'une granulométrie spécifique ( $D_{10} = 3,4 \text{ mm } \emptyset$ ) caractérisé par un coefficient d'uniformité (Cu) de 2,0. La superficie d'application totale ( $265 \text{ m}^2$ ) est fractionnée en quatre et chaque quadrant ainsi formé est alimenté par son propre système de distribution sous faible pression (SDSFP).

Chaque quadrant est formé de:

1. SDSFP: 12 conduites latérales ( $25 \text{ mm } \emptyset$ ) avec 14 orifices ( $3,2 \text{ mm } \emptyset$ ) d'alimentation ( $600 \text{ mm c/c}$ ) recouverts de protecteurs d'orifice. Chaque réseau est relié à un puits de purge.
2. Massif filtrant: 90 cm de gravier granitique arrondi avec  $D_{10} = 3,4 \text{ mm}$  et  $\text{Cu} = 2,0$ .
3. Conduites de collecte: 1 conduite de  $150 \text{ mm } \emptyset$  recouverte de pierre nette de  $20 \text{ mm } \emptyset$ .

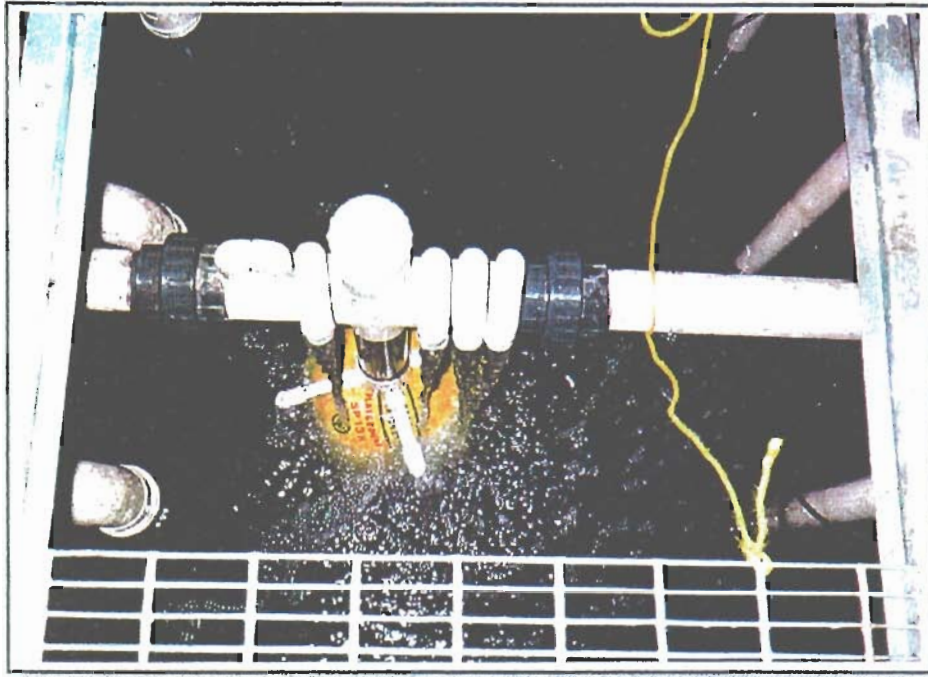
L'alimentation des quatre quadrants du F.I.R. est assurée par quatre pompes (1 HP;  $5,38 \text{ L/s}$  à  $10,85 \text{ m HMT}$ ).



**Légende des niveaux**

- A- Arrêt redondant des pompes
- B- Bas niveau arrêt
- C- Évitemment de la minuterie et fonctionnement de la 2<sup>e</sup> pompe
- D- Alarme haut niveau et départ des 4 pompes

Figure 4-31 La vue en coupe du réservoir de mélange et de dosage de Vimy Ridge



⤴ La vanne de répartition et de recirculation dans le réservoir de mélange et de dosage



⤴ L'intérieur de la chambre des préfiltres

Figure 4-30 La chambre des préfiltres et le réservoir de mélange et de dosage de Vimy Ridge



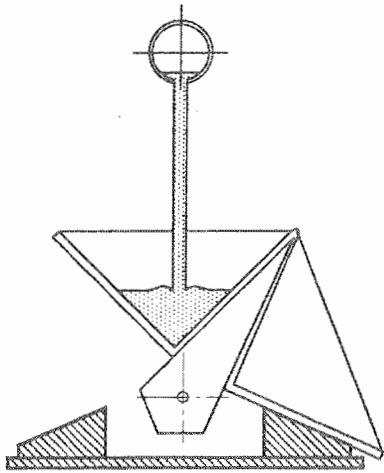
Avec un taux d'alimentation (recirculation) de 5/1, les séquences de pompage sont les suivantes pour chaque pompe:

- . 1 départ toutes les demi-heures
- . temps de marche: 3,43 minutes
- . temps d'arrêt: 26,17 minutes

Un regard installé à l'exutoire du procédé constitue l'unité de raccordement entre l'émissaire du procédé (dirigé au ruisseau) et la conduite de dérivation. Ce regard sert également de structure d'échantillonnage des eaux aux fins d'analyse périodique de l'efficacité épuratoire du procédé de traitement et loge un dispositif de mesure du débit du type auget basculant (figures 4-32 et 4-33). Il s'agit d'un dispositif de mesure volumétrique raccordé à un compteur qui totalise les bascules, chacune correspondant au volume d'un compartiment de l'auget.

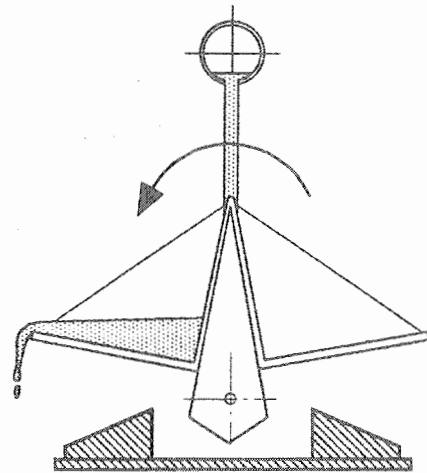
Cette filière de traitement a été construite en 1995 au coût de 135 000 \$. Elle démontre qu'il est possible de construire à faible coût des ouvrages d'assainissement hautement performants et simples d'opération.





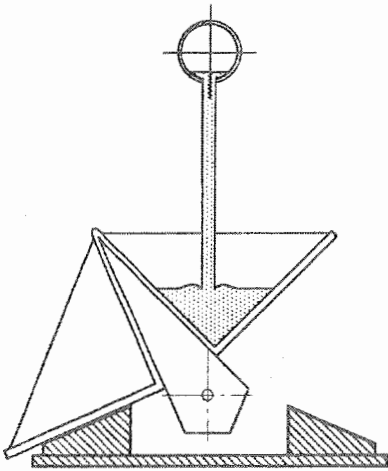
1

Remplissage du 1<sup>er</sup> compartiment



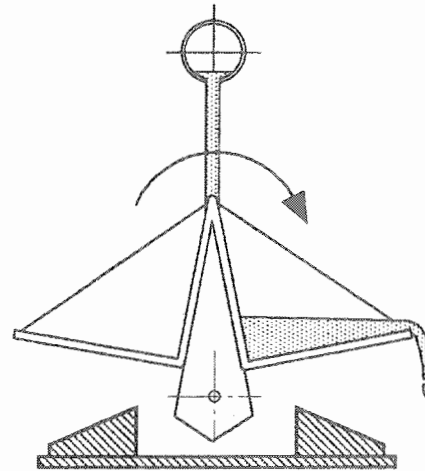
2

Basculement de l'auget



3

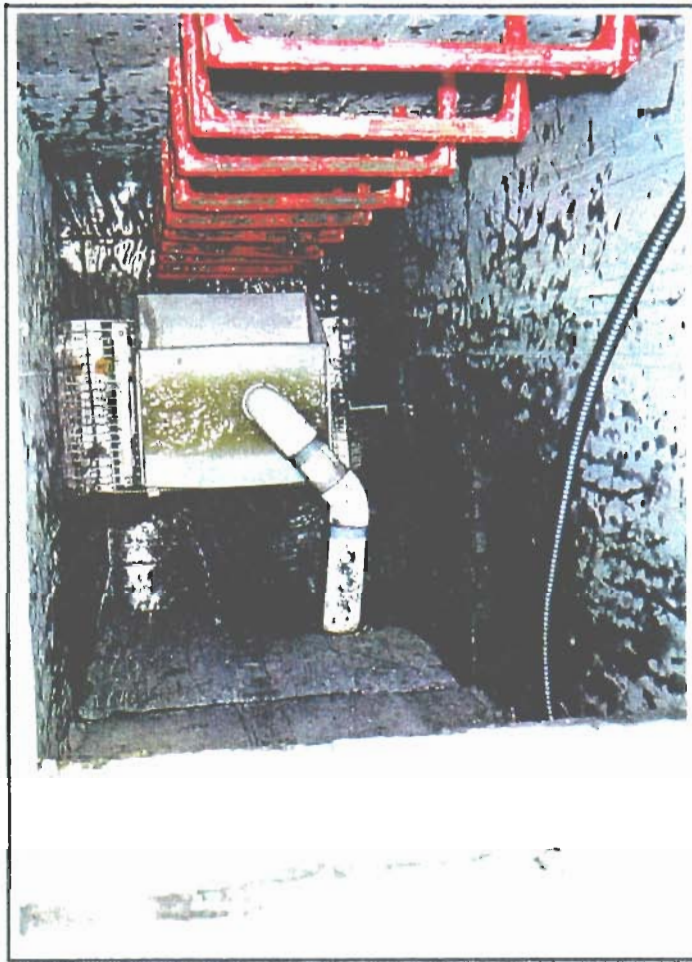
Remplissage du 2<sup>e</sup> compartiment



4

Basculement de l'auget

Figure 4-32 Le fonctionnement de l'auget basculant à Vimy Ridge



↑ L'auget basculant servant à la mesure du débit dans le regard d'exutoire

Figure 4-33 Le regard d'exutoire à Vimy Ridge



#### 4.2.4

##### *Le cas du Village des Sports*

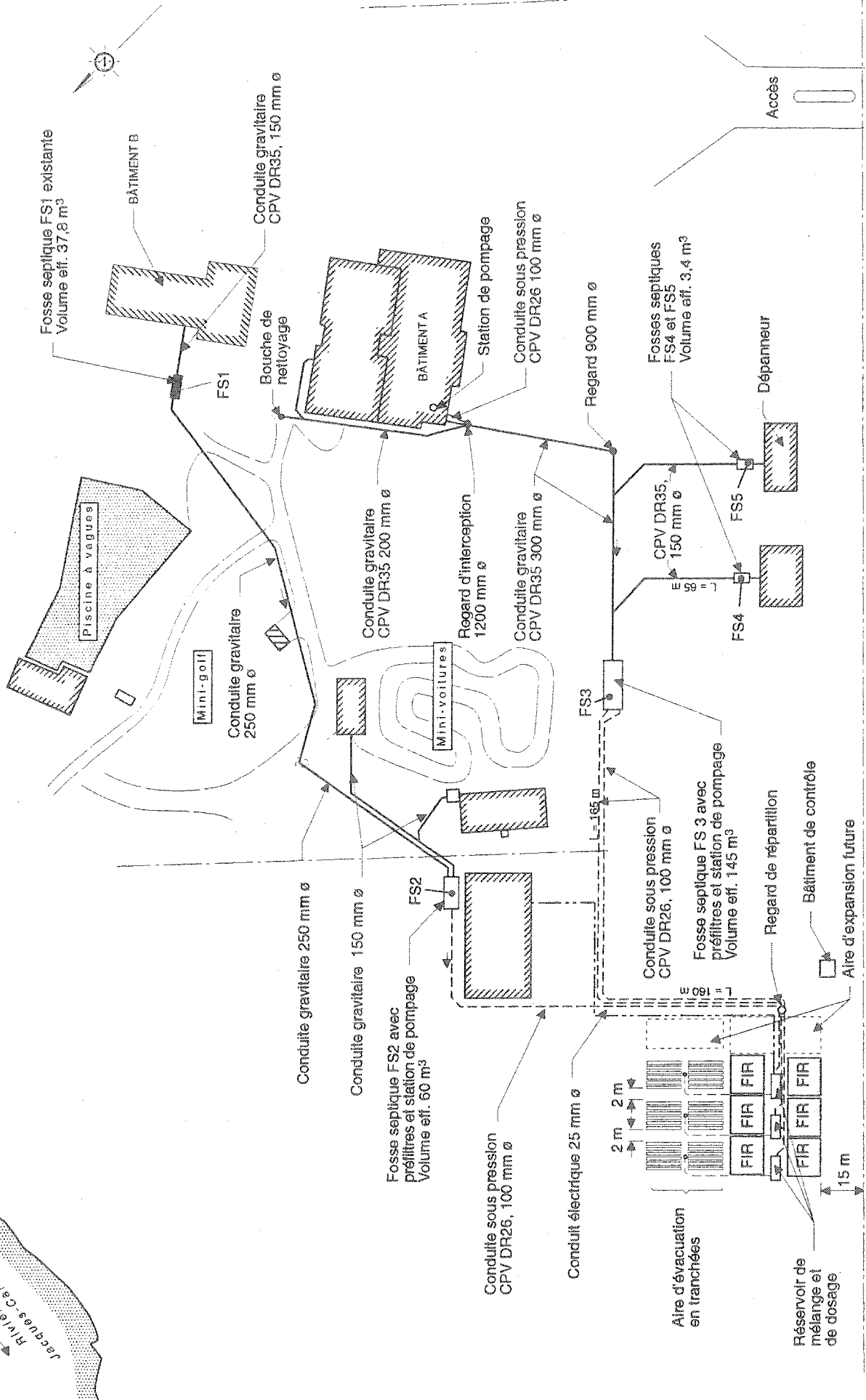
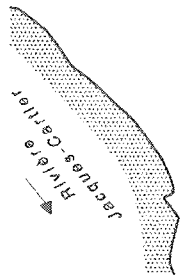
Le Village des Sports est un complexe récréatif situé à proximité de la ville de Québec. Les installations fonctionnent toute l'année avec, comme attractions principales, des piscines et des glissades d'eau en été et des glissades ainsi que des patinoires en hiver.

Les services offerts aux visiteurs comprennent des vestiaires, toilettes et douches, cafétéria, boutique de souvenirs, bar et restaurant; on y trouve de plus des bureaux administratifs. L'ensemble de ces services est regroupé dans deux bâtiments principaux; cinq bâtiments secondaires complètent l'installation (figure 4-34). L'installation septique existante étant insuffisante pour les besoins actuels et futurs, une nouvelle installation septique a été conçue.

Une des caractéristiques importantes de ce complexe récréatif est la grande variabilité de l'achalandage et du débit des eaux usées. Par exemple, au printemps et en automne, le nombre de visiteurs est très faible alors qu'en été et en hiver, on reçoit plusieurs milliers de personnes par jour. Durant la semaine, l'achalandage baisse alors que les jours fériés, les fins de semaine et les journées de beau temps, il peut atteindre les douze mille personnes. Une telle variabilité influence le choix de la technique de traitement qui doit pouvoir fonctionner été comme hiver dans une fourchette étendue de débit.

De plus, le débit unitaire dans le contexte d'un complexe récréatif est difficile à établir. Combien de personnes utilisent le restaurant, combien se servent des douches, autant de questions sans réponse. Il ne suffit donc pas de comptabiliser les équipements pour connaître le débit moyen ou maximal; il a fallu réaliser une campagne de mesure du débit.

Une campagne de caractérisation du débit d'une durée de 14 jours a été effectuée. Le graphique de la figure 4-35 montre le débit horaire enregistré durant la durée complète du relevé. Cette période en est une de forte affluence et comprend également les jours fériés du 24 juin et du 1er juillet. Ce graphique nous montre que le débit moyen journalier est passé d'un minimum de 30 mètres cubes par jour à un maximum de 67 mètres cubes par jour pour une moyenne de 45 mètres cubes par jour  $\pm$  11,7. Le débit d'eaux parasites est évalué à moins de 400 litres par heure ( $< 10 \text{ m}^3/\text{d}$ ) et le débit horaire moyen à 5 mètres cubes durant la période de fréquentation du public sur le site (11h00 à 20h00).



Échelle: 1/2000  
 0 10 20 30 40 50 mètres

Figure 4-34 Le plan d'ensemble du Village des Sports

Village des sports  
Débit horaire

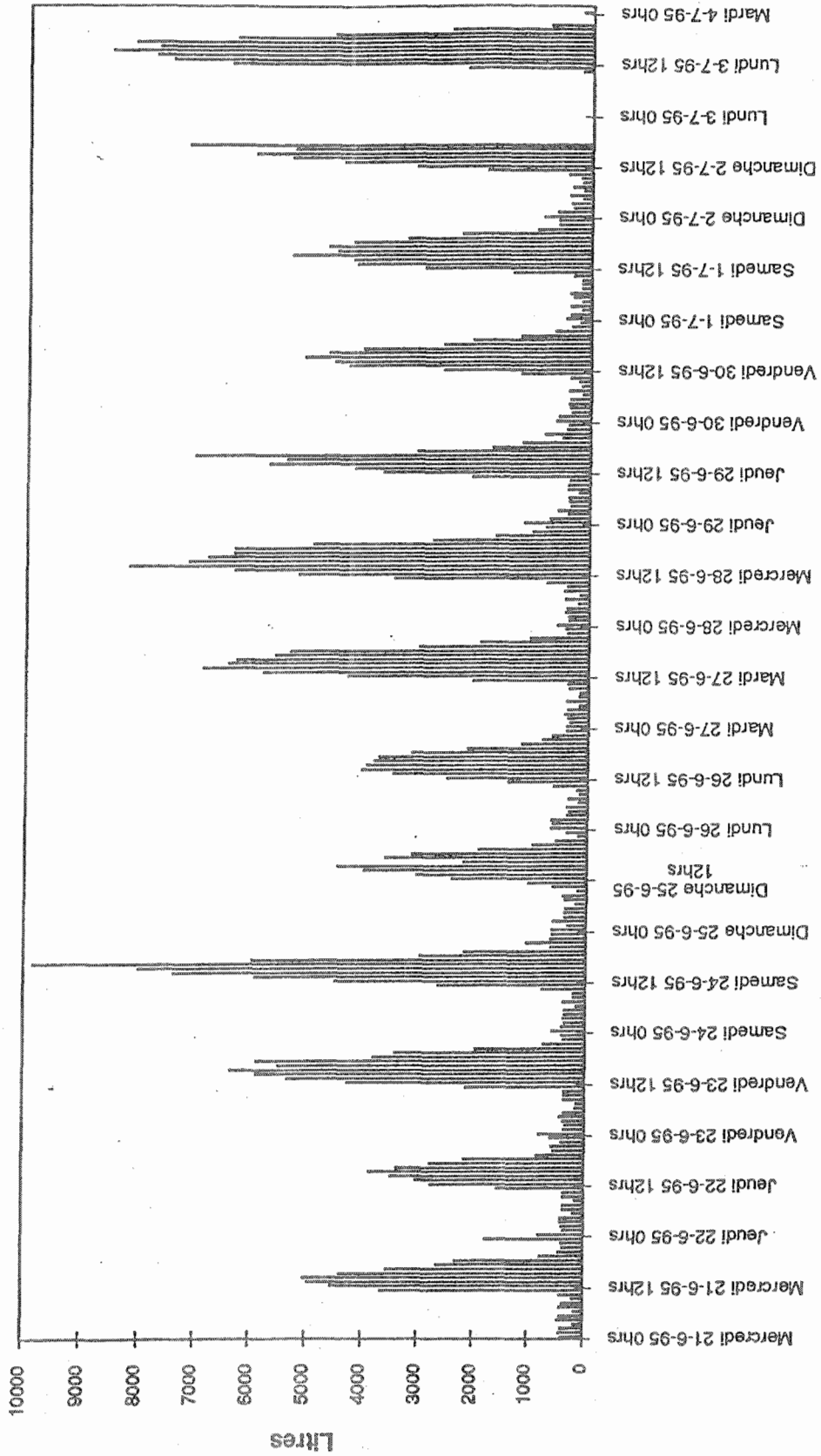


Figure 4-35 La variation du débit horaire au Village des Sports

Parallèlement, la figure 4-36 met en relation le débit quotidien enregistré et le nombre de visiteurs présents sur le site. La population moyenne pendant cette période a été de 2 637 personnes par jour avec un écart à la moyenne de  $\pm 742$  personnes; le débit correspondant à cette moyenne est de 45 mètres cubes par jour pour un *per capita* de l'ordre de 17,5 litres par personne par jour. Ce débit est dû en grande partie aux vingt-trois cabinets d'aisance, six douches et lavabos ainsi qu'aux cuisines du bâtiment principal. Si nous tenons compte du débit théorique associé aux quatorze toilettes portatives alors localisées sur le site dont le débit n'a pas pu être comptabilisé, il faut ajouter 5 litres par personne par jour pour un débit moyen réel d'environ 60 mètres cubes par jour (22,5 L/pers-d x 2637 pers). À partir de ce *per capita* de 22,5 litres par personne par jour, le débit moyen quotidien correspondant à la population moyenne + écart type (3 379 personnes) serait donc de l'ordre de 75 mètres cubes par jour.

Par ailleurs la population moyenne estivale (juin - août) était de 3 200 personnes par jour avec un écart à la moyenne qui ramène la population moyenne en période de pointe (juillet - août) à 5 800 personnes par jour. Ce constat assujéti au débit *per capita* de 22,5 litres par personne génère donc un débit moyen quotidien variant entre 70 mètres cubes par jour et 130 mètres cubes par jour. Le procédé retenu doit pouvoir traiter un débit moyen journalier de l'ordre de 70 mètres cubes par jour (10 mois par année) et soutenir un débit de pointe de l'ordre de 130 mètres cubes par jour (juillet-août).

D'autre part, l'espace disponible au Village des Sports ne permet pas d'implanter d'épandage souterrain. Dans cette perspective, les objectifs de traitement visés sont de niveau secondaire avancé, compatible avec une évacuation de l'effluent traité vers la rivière Jacques-Cartier, ou de niveau tertiaire par polissage final de l'effluent traité vers des tranchées d'évacuation dans le sol naturel, alimentées à très haut taux de charge hydraulique.

Compte tenu de ces limites et des caractéristiques de débit, la filière de traitement retenue est du type filtre intermittent à recirculation. La filière (figure 4-34) est formée d'un mini réseau gravitaire (CPV DR35 150 mm, 250 mm et 300 mm  $\emptyset$ ) et de cinq fosses septiques. À la sortie des deux fosses principales (FS2 et FS3) qui sont munies de préfiltres, l'eau clarifiée est pompée dans des conduites sous pression (CPV DR 26, 100 mm  $\emptyset$ ) jusqu'au site du traitement. L'eau est répartie entre trois modules de traitement et d'évacuation dans un regard de répartition. Le traitement comme l'évacuation sont conçus de façon modulaire; de plus, chaque module fonctionne par zones alimentées successivement. Cette approche permet d'utiliser de petites pompes peu coûteuses à exploiter. Chacun des trois modules de traitement (figure 4-37) est conçu pour traiter 55 m<sup>3</sup>/d d'eaux usées. Il comprend un réservoir de mélange et de dosage (RMD) qui est associé à deux filtres à recirculation, à un poste de pompage de l'eau traitée et à une série de tranchées d'évacuation de l'eau traitée dans le sol naturel.

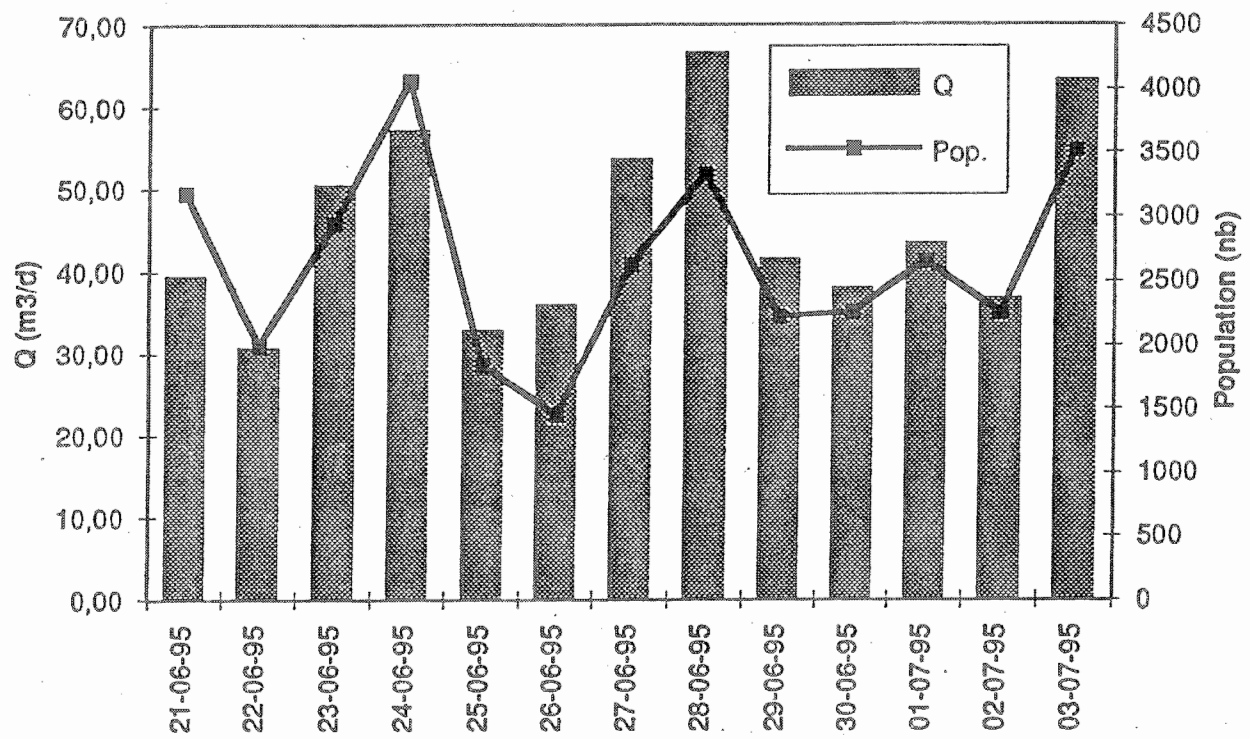


Figure 4-36 Le débit quotidien et la population durant la campagne de caractérisation au Village des Sports



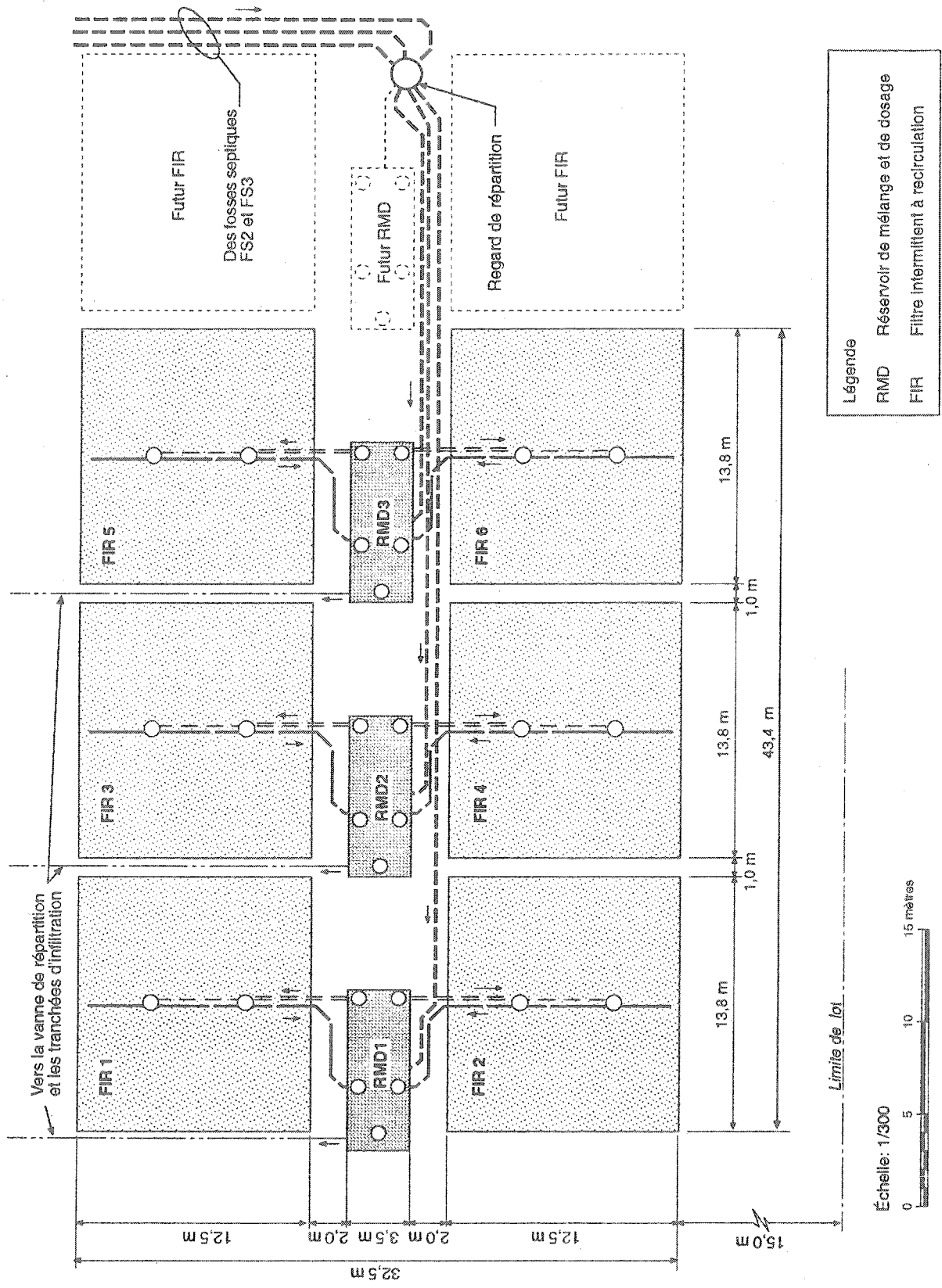


Figure 4-37 La vue en plan du traitement au Village des Sports

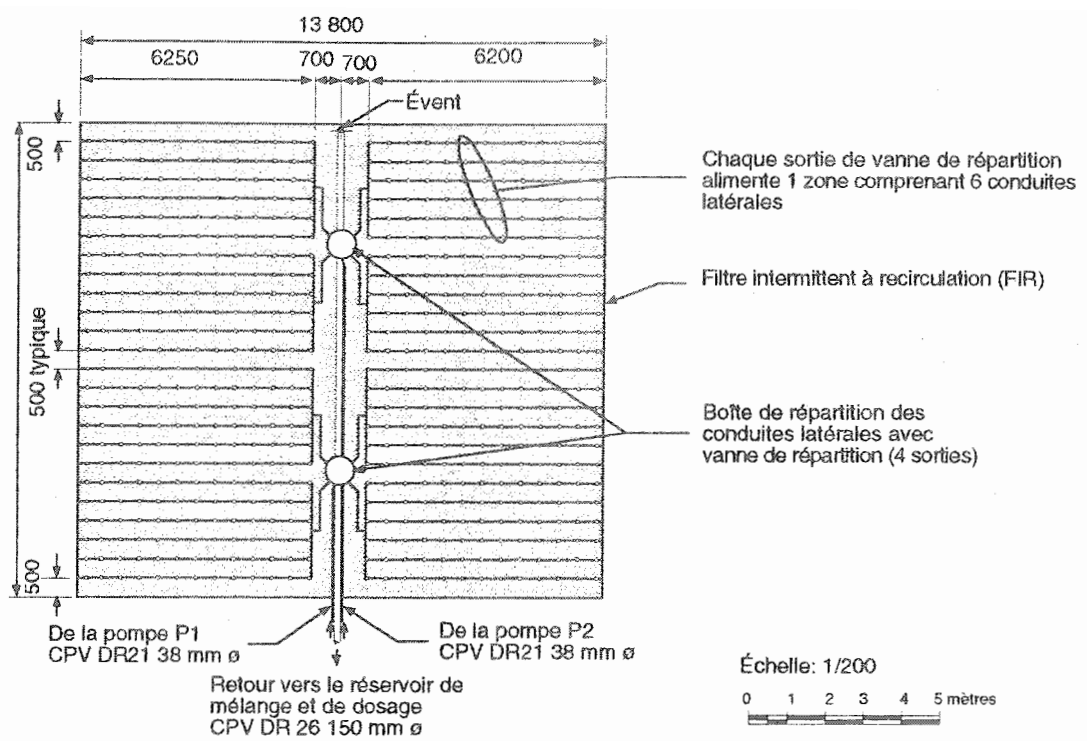
Le réservoir de mélange et de dosage et le poste de pompage des eaux traitées de chaque module sont logés dans un réservoir de béton préfabriqué de 38,48 mètres cubes et séparés par une cloison étanche. Le volume efficace du RMD est de 34,2 mètres cubes soit 62% débit de conception d'un module. Chaque RMD comprend deux dispositifs de répartition et de recirculation du débit (un par FIR) qui répartissent l'eau filtrée par un FIR en cinq parties dont une est évacuée et quatre sont retournées au RMD pour être recirculées. Chaque RMD contient également quatre pompes de 0,5 HP, deux pour chaque FIR.

Les FIR sont conçus pour un taux de charge hydraulique de 160 litres par mètre carré par jour. Chacun devant traiter 27,5 mètres cubes par jour offre une superficie de filtration de 172,5 mètres carrés. Chaque FIR est alimenté par deux pompes. Pour optimiser leur utilisation, chaque pompe alimente successivement quatre zones distinctes du FIR à l'aide d'une vanne de répartition mécanique qui alterne entre ces quatre zones (3,44 m<sup>3</sup>/d d'eaux usées par zone). Chaque FIR est donc subdivisé en huit zones (4 par pompe) de 21,56 mètres carrés chacune (figure 4-38). Dans ce type de conception, le système de distribution sous faible pression est conçu indépendamment pour chaque zone du FIR. Chaque zone comprend:

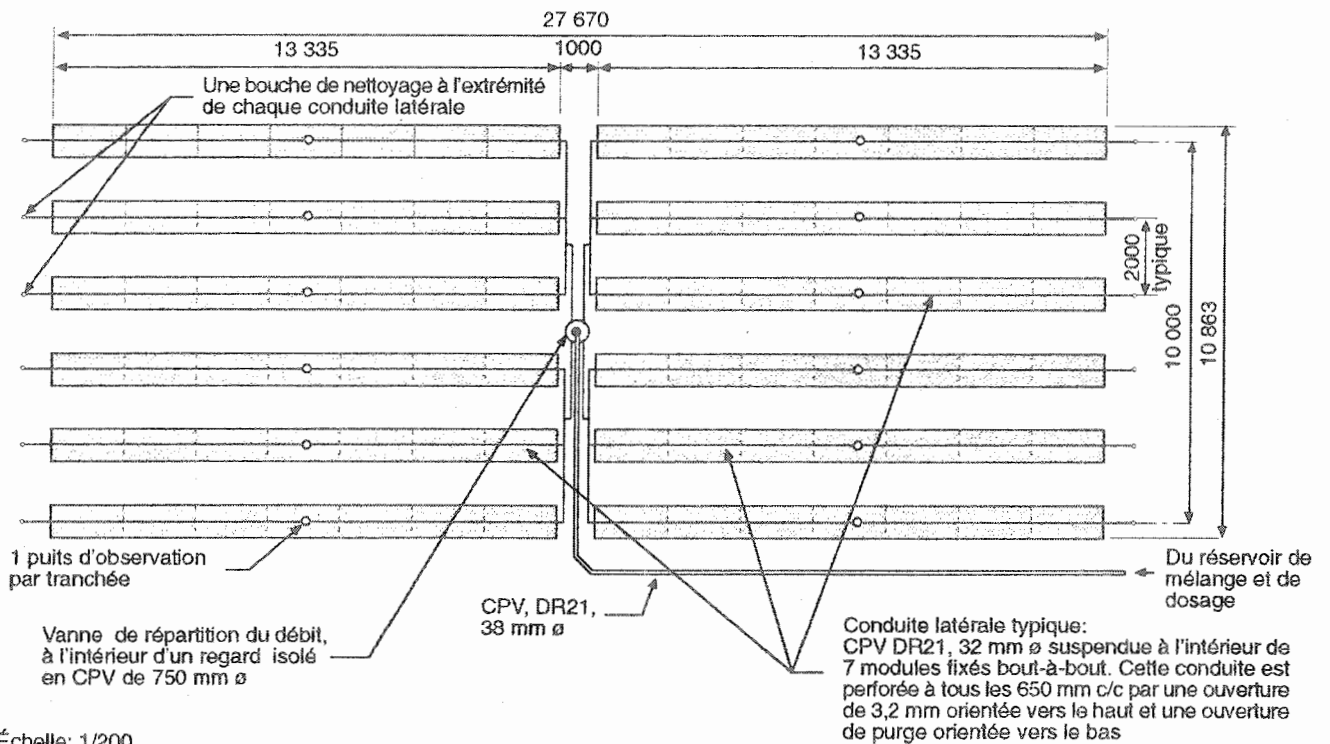
- . 1 conduite d'alimentation principale de 2,5 mètres de longueur, CPV DR21, 32 mm Ø;
- . 6 conduites latérales de 6,2 mètres de longueur, 0,5 mètre c/c, CPV DR 21, 25 mm Ø perforées (3,2 mm Ø) à tous les 0,5 mètre.

Ce réseau (1 par zone) est alimenté à 1,99 L/s à 16 mètres de hauteur manométrique totale par une des deux pompes de 0,5 HP qui alimente le FIR. Chaque zone est alimentée 48 fois par jour (1 fois par demi-heure) de sorte que chaque pompe démarre 192 fois par jour. Pour un taux d'alimentation (recirculation) de 5/1, chaque dose a un volume de 358 litres (3,44 m<sup>3</sup>/d x 5 + 48 départs/d); le temps de pompage correspondant est de 3,0 minutes (contrôlé par minuterie).

L'évacuation de l'eau traitée se fait dans le sol naturel. Dans le secteur retenu, la texture du sol est très uniforme (sable moyen) et présente une conductivité hydraulique de l'ordre de 10<sup>-1</sup> à 10<sup>-2</sup> centimètre par seconde. La nappe phréatique est à plus de huit mètres de profondeur et le gradient hydraulique (non déterminé) est de toute évidence important puisque ce secteur surplombe la rivière Jacques-Cartier qui coule à proximité (environ 200 mètres). Des simulations ont montré une remontée potentielle de la nappe inférieure à 3 mètres après 15 ans ce qui confirme le potentiel d'évacuation du secteur.



La vue en plan d'un FIR



La vue en plan d'un module de tranchées d'évacuation

Figure 4-38 Les FIR et les tranchées d'évacuation au Village des Sports

Comme pour les FIR, la stratégie d'alimentation des tranchées d'évacuation est basée sur une subdivision par zones. À chaque module de traitement (55 m<sup>3</sup>/d) est associé une aire d'évacuation de 180 mètres carrés (12 tranchées) alimentées à 300 litres par mètre carré par jour. Cette aire est subdivisée en quatre zones de 3 tranchées alimentées successivement par deux pompes de 0,5 HP fonctionnant en alternance. En vue de maximiser la longévité des tranchées d'évacuation et de favoriser l'infiltration rapide des eaux traitées dans le sol, surtout en hiver, les tranchées ont été construites sans gravier à l'aide de chambres d'infiltration (figure 4-39). L'absence de gravier assure une superficie d'infiltration effective de 100% puisqu'il n'y a pas de masquage de la surface d'infiltration.

Cette filière conçue de façon modulaire maximise la flexibilité d'exploitation tout en réduisant les coûts d'exploitation en utilisant l'alimentation par zone des FIR et des tranchées d'évacuation.

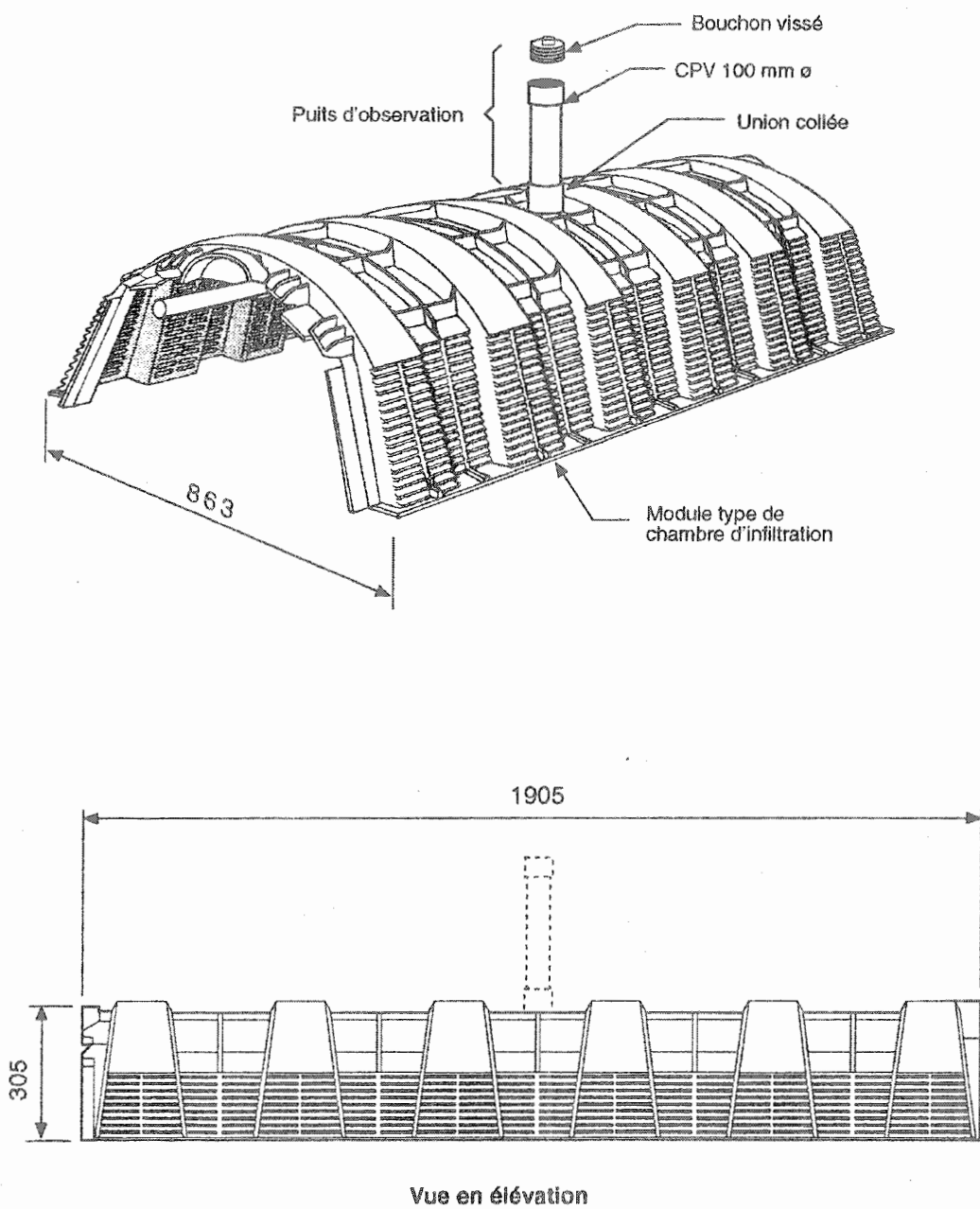


Figure 4-39 Le détail d'une chambre d'infiltration

#### 4.2.5

##### *Le cas du Poste La Vérendrye*

Le poste La Vérendrye d'Hydro-Québec est situé à plus de 400 kilomètres au nord de Montréal sur la route de Parent. Il s'agit d'une installation isolée où l'occupation est appelée à fluctuer significativement; le débit de conception est de  $16 \text{ m}^3/\text{d}$ . De plus, à cause de son isolement, la filière de traitement des eaux usées de ce poste doit être robuste, fiable et simple à exploiter.

Le site où doit être construite la filière de traitement est caractérisé par la présence d'une nappe phréatique relativement élevée (2 m sous la surface) dans un horizon de silt dont la conductivité hydraulique se situe entre  $5,8 \text{ E} - 5 \text{ cm/s}$  et  $6,8 \text{ E} - 4 \text{ cm/s}$ . En surface se trouve un horizon de sol organique (30 cm) dont la conductivité hydraulique est estimée à  $5,0 \text{ E} - 2 \text{ cm/s}$ .

Dans ces conditions de sol, l'implantation d'une filière du type épandage souterrain s'est révélée impossible. En effet, un calcul de remontée de la nappe phréatique sous un élément épurateur alimenté à  $30 \text{ L/m}^2\text{-d}$  montre que la nappe se retrouverait après dix ans à moins de 90 centimètres de la surface. Aucun épandage ne peut être construit dans de telles conditions.

On s'est ensuite demandé si un effluent traité pouvait être évacué dans le sol naturel. Dans le cas d'une évacuation, les contraintes sont limitées à la capacité hydraulique du site. Avec un gradient hydraulique inférieur à 1%, c'est le calcul de la remontée potentielle de la nappe phréatique qui constitue l'approche appropriée. En utilisant toute la superficie disponible pour évacuer l'effluent ( $30 \text{ m} \times 40 \text{ m}$ ), un premier calcul montre que la nappe remonterait de près de 4,0 mètres en dix ans si le sol était constitué du seul horizon de silt (simulation 4.2.5.2 de l'annexe I).

Celui-ci est cependant couvert d'un horizon de sol organique dont la conductivité hydraulique est de beaucoup supérieure à celle du silt. Si l'évacuation se faisait dans un tel sol (simulation 4.2.5.1 de l'annexe I), la remontée ne serait que de 0,13 mètre dans le même temps. L'horizon A semble donc avoir une capacité hydraulique suffisante pour évacuer l'effluent.

Pour établir comment se comportera la nappe dans un sol formé de deux horizons superposés, le calcul utilise le rapport des remontées qui seraient obtenues si le sol était entièrement formé de l'un ou l'autre horizon (Finnemore, 1994). Suivant cette approche, l'eau remonterait d'abord dans le silt jusqu'à l'horizon de sol organique (1,7 m); dans l'horizon organique, l'eau remonterait de 0,07 mètre ( $[(3,96 - 1,7) \times 0,13/3,96]$ ).

Sur la base de cette analyse, une installation septique du type filtre intermittent à recirculation suivie d'une évacuation en tranchées a été construite (figure 4-40).

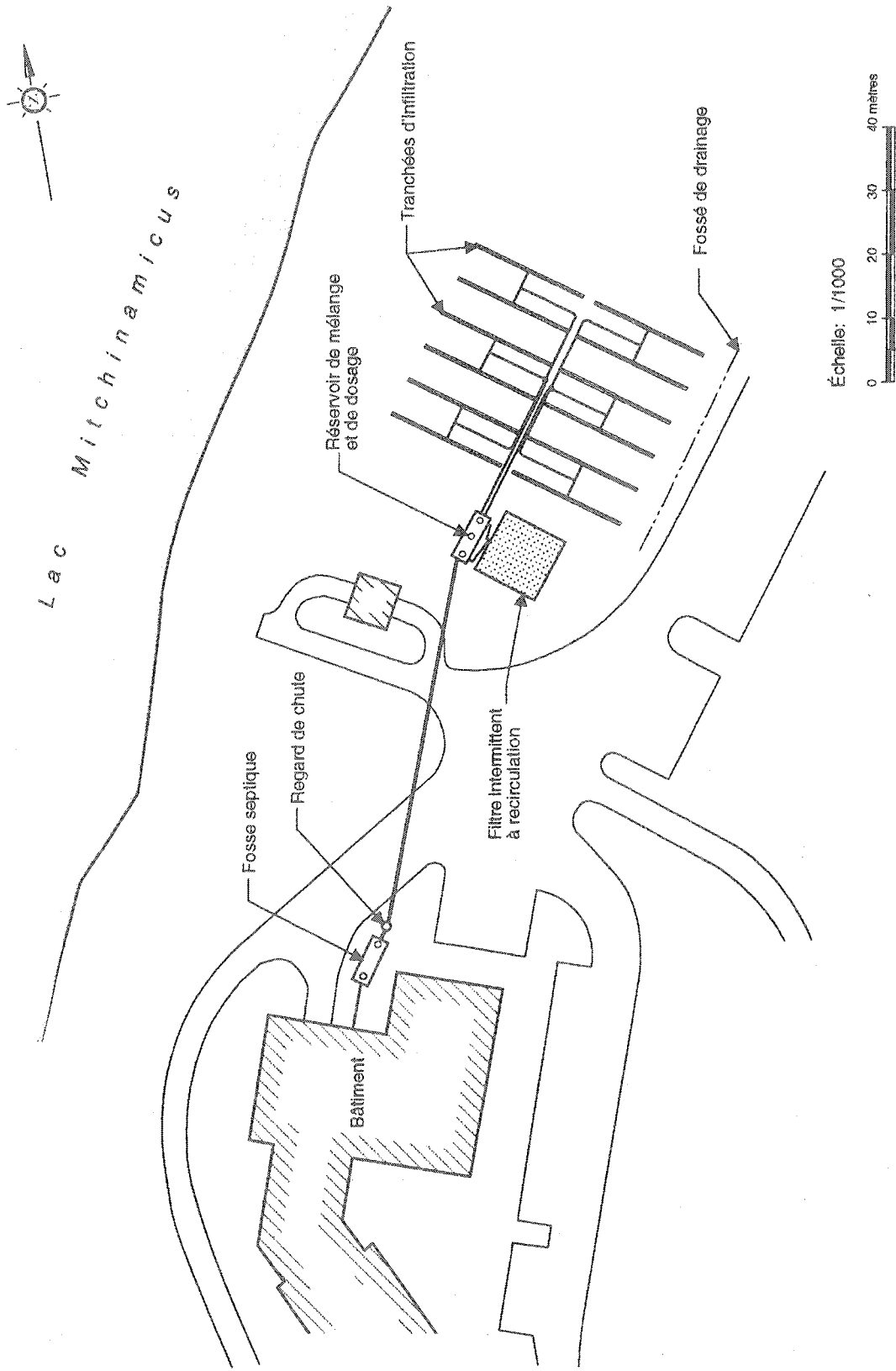


Figure 4-40 Le plan d'implantation du traitement au poste La Vérandrye

Ses principales caractéristiques sont les suivantes:

1. Débit de conception: 16 m<sup>3</sup>/d
2. Prétraitement: . 1 fosse septique, volume effectif de 24 m<sup>3</sup>  
                          . 2 préfiltres type biotube, 38 cm Ø (figure 4-41)
3. Traitement: . 1 réservoir de mélange et de dosage, volume liquide de 14 m<sup>3</sup>, incluant les dispositifs suivants:
  - 1 vanne de répartition et de recirculation localisée à proximité de l'amenée de l'effluent de la fosse septique (figure 4-42)
  - 2 pompes à turbine verticale, 0,5 HP
  - 1 préfiltre pour les deux pompes, avec cylindre extérieur, tamis et deux puits de pompage
  - 4 flottes: alarme haut niveau, départ haut niveau, arrêt, arrêt redondant avec alarme bas niveau
  - 1 panneau de contrôle duplex avec minuterie qui contrôle l'alimentation des filtres
- . 1 filtre à recirculation, 100 m<sup>2</sup>, alimenté à 160 L/m<sup>2</sup>-d formé de bas en haut des étages suivants:
  - 1 conduite de collecte 150 mm Ø (PVC, DR35) dans un gravier arrondi ( $D_{50} < 25$  mm Ø;  $D_{50} < 10$  mm Ø;  $C_u < 2,5$ )
  - 90 cm de gravier filtrant:  $D_{10} = 3,5$  mm;  $C_u < 2,0$
  - 1 réseau de distribution dans 10 cm de gravier identique au gravier filtrant; le réseau est subdivisé en huit zones dont quatre sont alimentées par une des deux pompes (figure 4-43). Chaque zone du réseau de distribution comprend:
    - . 1 CDP de 1,8 m de longueur, 32 mm Ø, CPV Sc 40
    - . 4 conduites latérales de 4,47 m, 0,6 m c/c, 25 mm Ø, CPV Sc 40 perforées (3,2 mm Ø) à tous les 0,3 m
  - 2 vannes à rochet mécaniques qui permettent d'alimenter successivement les quatre zones associées à chaque pompe (figure 4-43)

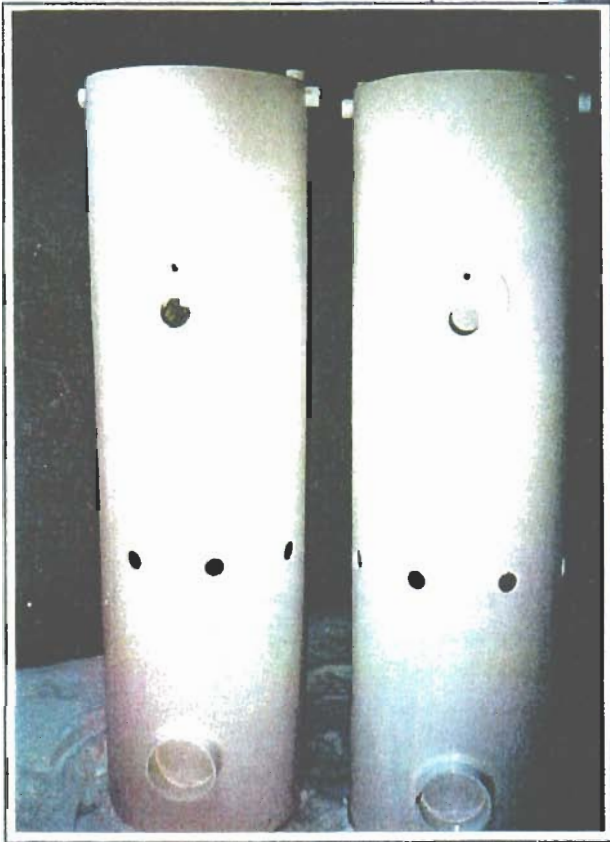
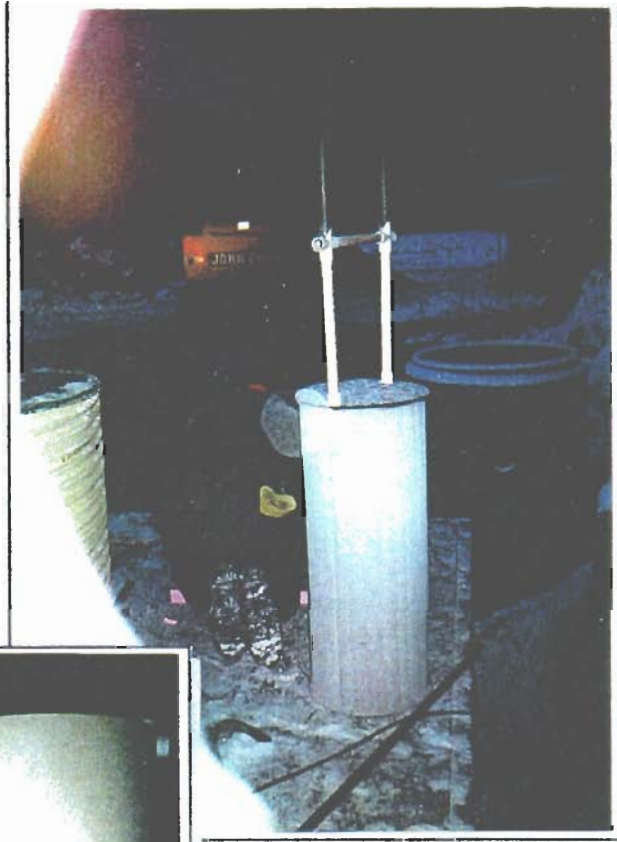


4. Évacuation:
- 12 tranchées, 6,0 m c/c, 19 m de longueur (figure 4-44) construites en remblai au-dessus du terrain naturel; une couche de sable spécifié (0,3 à 1,8 m) a été posée au-dessus du sol organique pour niveler le terrain et favoriser l'infiltration rapide des eaux traitées.
  - les tranchées d'infiltration sont formées par une chambre d'infiltration posée sur le sable, recouverte d'un isolant et remblayée de sable spécifié (figure 4-45 et 4-46)
  - l'espace entre les tranchées est régénéré

Cette filière est innovatrice par l'usage qu'elle fait de l'horizon de sol organique pour évacuer l'effluent traité. Cette approche tire parti de la très grande conductivité hydraulique de cet horizon pour évacuer des eaux traitées sur des sites autrement jugés non propices.



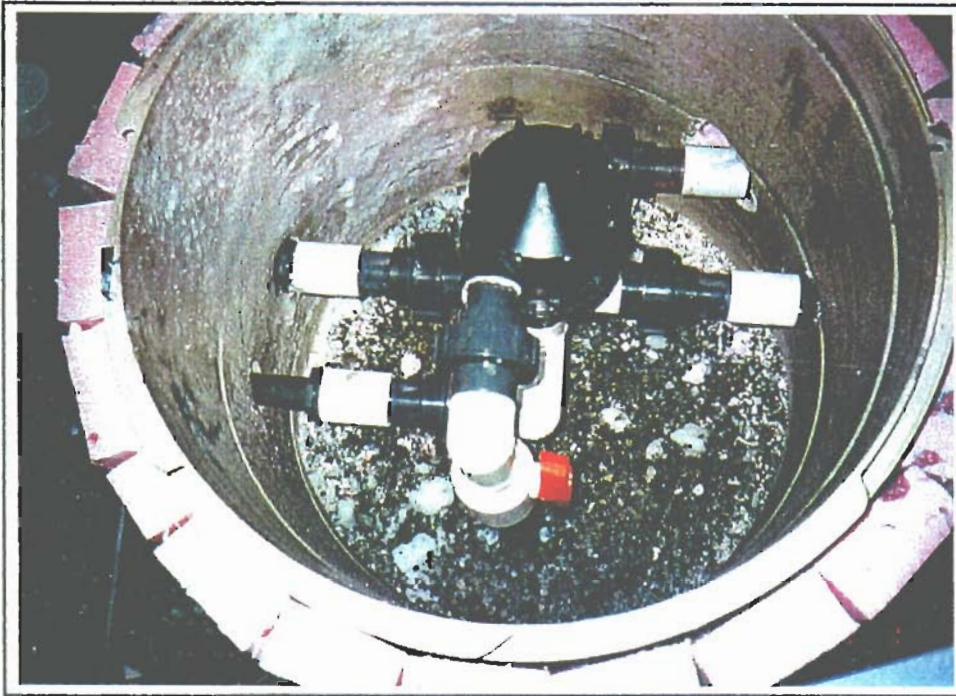
Les biotubes des préfiltres →



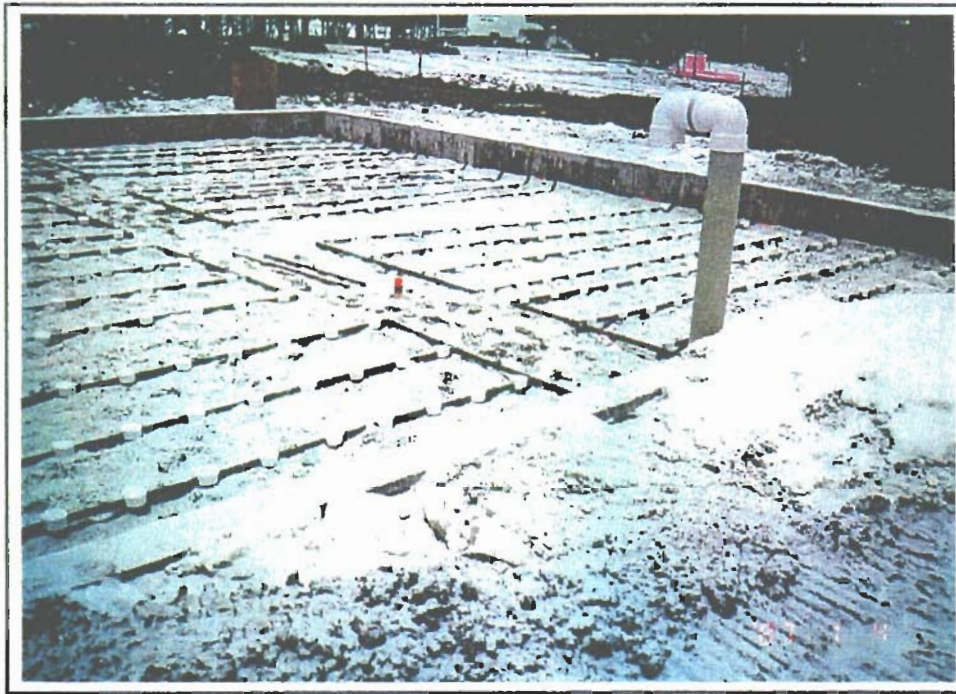
← Les deux préfiltres du type à biotubes avant leur installation dans le deuxième compartiment de la fosse septique

Figure 4-41 Les préfiltres à biotubes du poste La Vérendrye

Attention →  
2009 21-49



↑ La vanne à rochet dans son regard

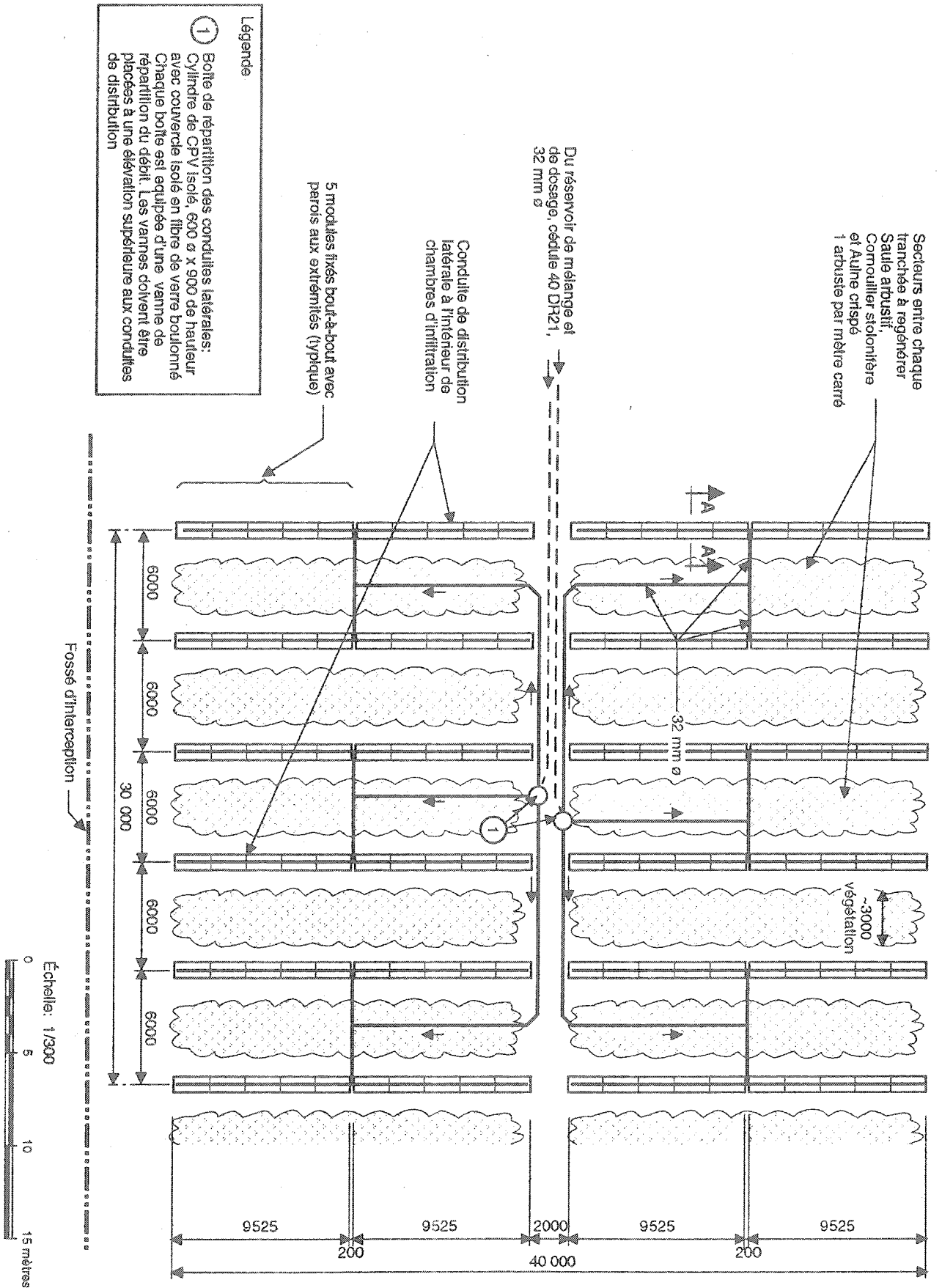


↑ Le SDSFP séparé en huit zones

Figure 4-43 Le filtre intermittent à recirculation au poste La Vérendrye



Figure 4-44 La vue en plan des tranchées d'évacuation au poste La Verendrye



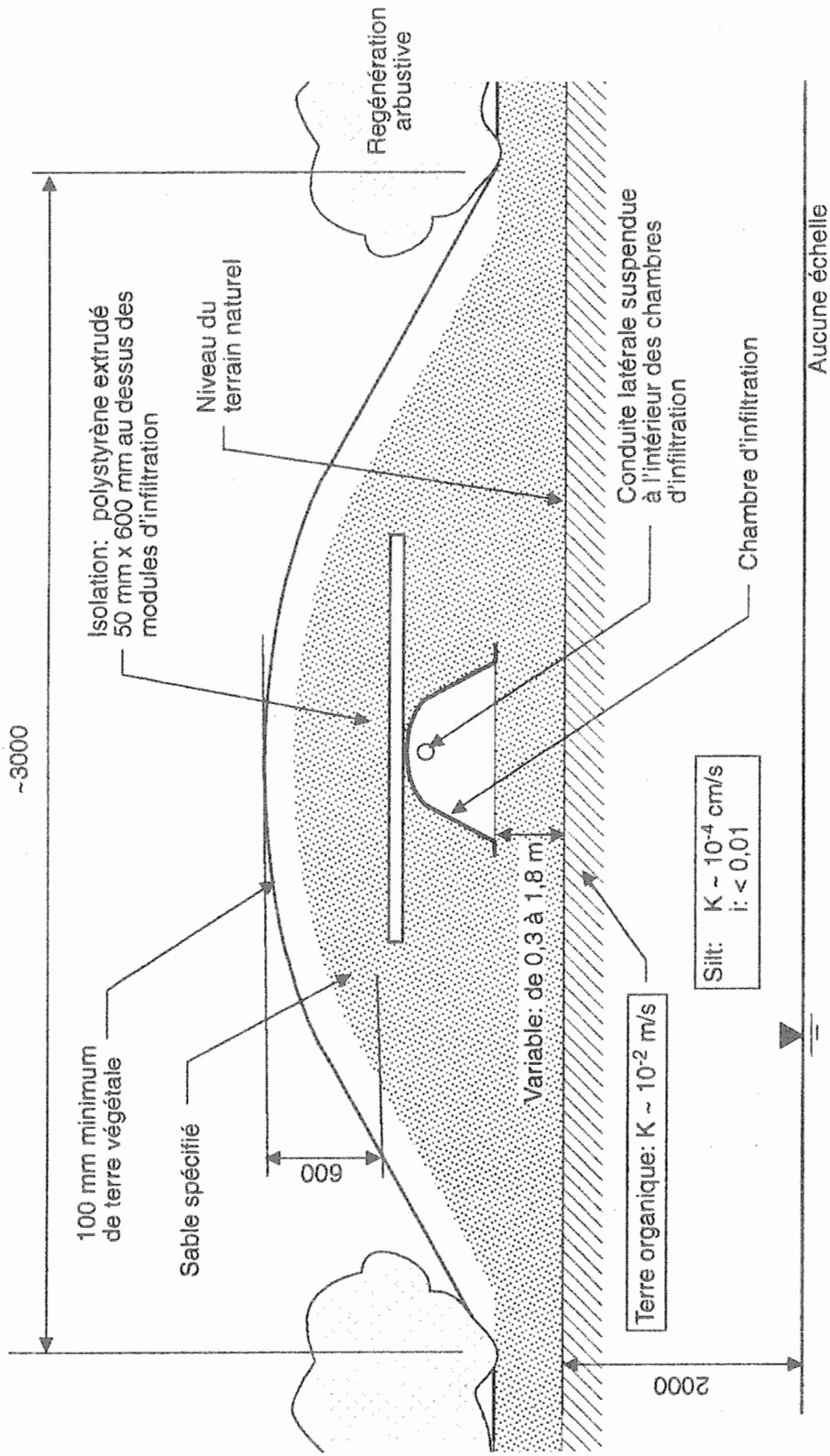
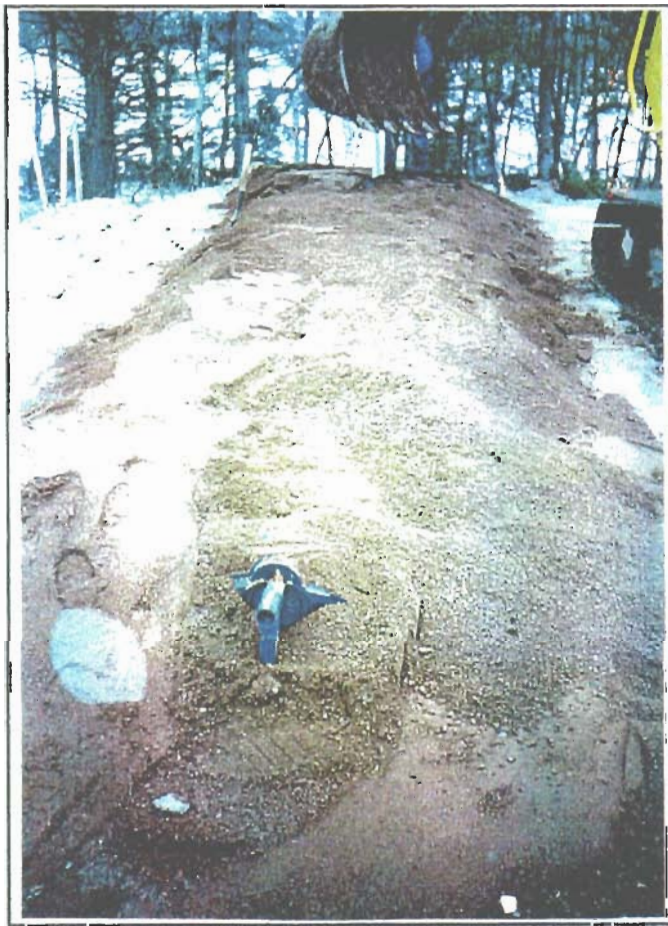
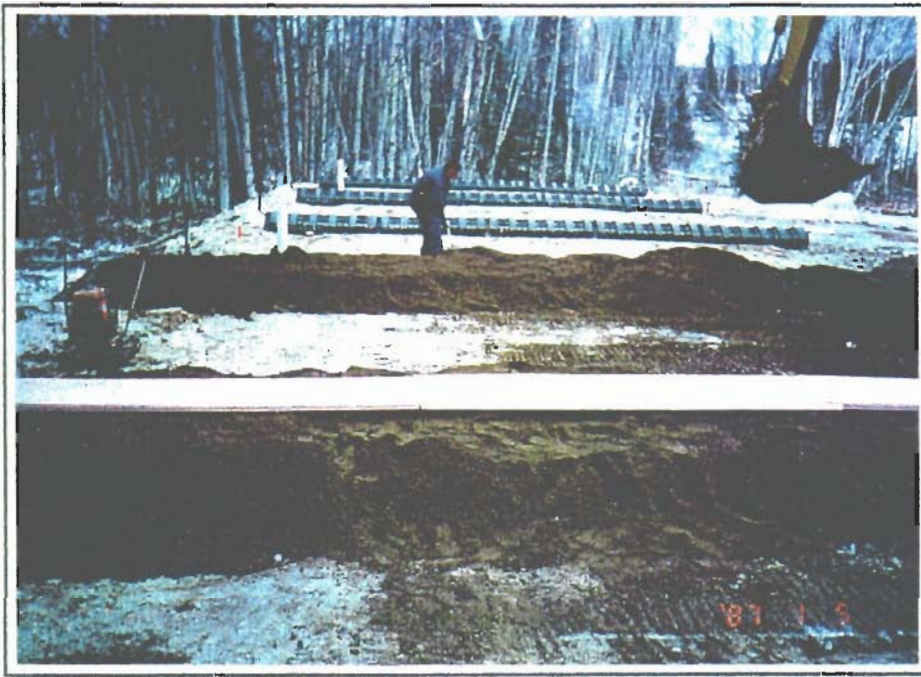


Figure 4-45 Les tranchées d'évacuation - vue en coupe



↑ La vue d'ensemble de la zone d'évacuation de l'eau traitée par le FIR

↵ Le remblai d'une tranchée

Figure 4-46 La construction des tranchées d'évacuation





#### 4.2.6

##### *Le cas de la «U.S. Basketball Academy»*

La «U.S. Basketball Academy» est située à Blue River en Orégon. On y retrouve un bâtiment communautaire avec une cafétéria, un gymnase, un amphithéâtre et dix dortoirs en plus des aires de jeux (figure 4-47). Le débit d'eaux usées générées se chiffre à environ 57 mètres cubes par jour. Les concepteurs ont choisi de construire une installation septique du type filtre intermittent suivie d'une évacuation dans le sol naturel. Cette approche est appropriée lorsque le niveau prévisible de la nappe phréatique est à moins de 90 centimètres de la surface. Par ailleurs, vu la disponibilité de grands espaces, il était possible de construire des filtres intermittents enfouis.

La filière comprend un mini réseau de collecte entièrement formé de conduites de CPV qui transporte des eaux clarifiées issues des fosses septiques associées à chaque bâtiment. Certaines portions du réseau sont gravitaires (CPV DR 35, 100 mm Ø), d'autres sous pression (CPV classe 160, 50 mm Ø). Toutes les eaux sont rassemblées dans un réservoir de répartition qui les divise entre trois modules de traitement conçus pour traiter 19 mètres cubes d'eaux usées par jour.

Chaque module de traitement comprend un réservoir de dosage (5,7 m<sup>3</sup>) où se trouvent quatre pompes de 0,5 HP qui fonctionnent en alternance deux à deux. Les pompes alimentent un filtre intermittent enfoui de 642 mètres carrés à un taux de charge hydraulique de 30 litres par mètre carré par jour. Le filtre est divisé en deux secteurs de six zones chacun; chaque paire de pompes alimente successivement les six zones d'un secteur via une vanne à rochet (figure 4-48). Un détail de conception intéressant au niveau de la distribution sous faible pression est la conduite qui collecte la purge du réseau SDSFP pour ramener le lessivat vers une fosse septique en amont des filtres.

L'effluent traité des trois modules de traitement s'écoule gravitairement dans un réservoir d'où les eaux sont dosées dans 48 tranchées d'évacuation. L'alimentation des tranchées est organisée en quatre secteurs de six zones et assurée par quatre pompes de 0,5 HP (figure 4-49).

Cette installation septique illustre bien l'intérêt des filtres intermittents enfouis lorsque l'espace disponible est suffisant et démontre clairement l'avantage d'une conception modulaire par zones qui permet d'utiliser une mécanique simple et peu coûteuse pour des débits importants.

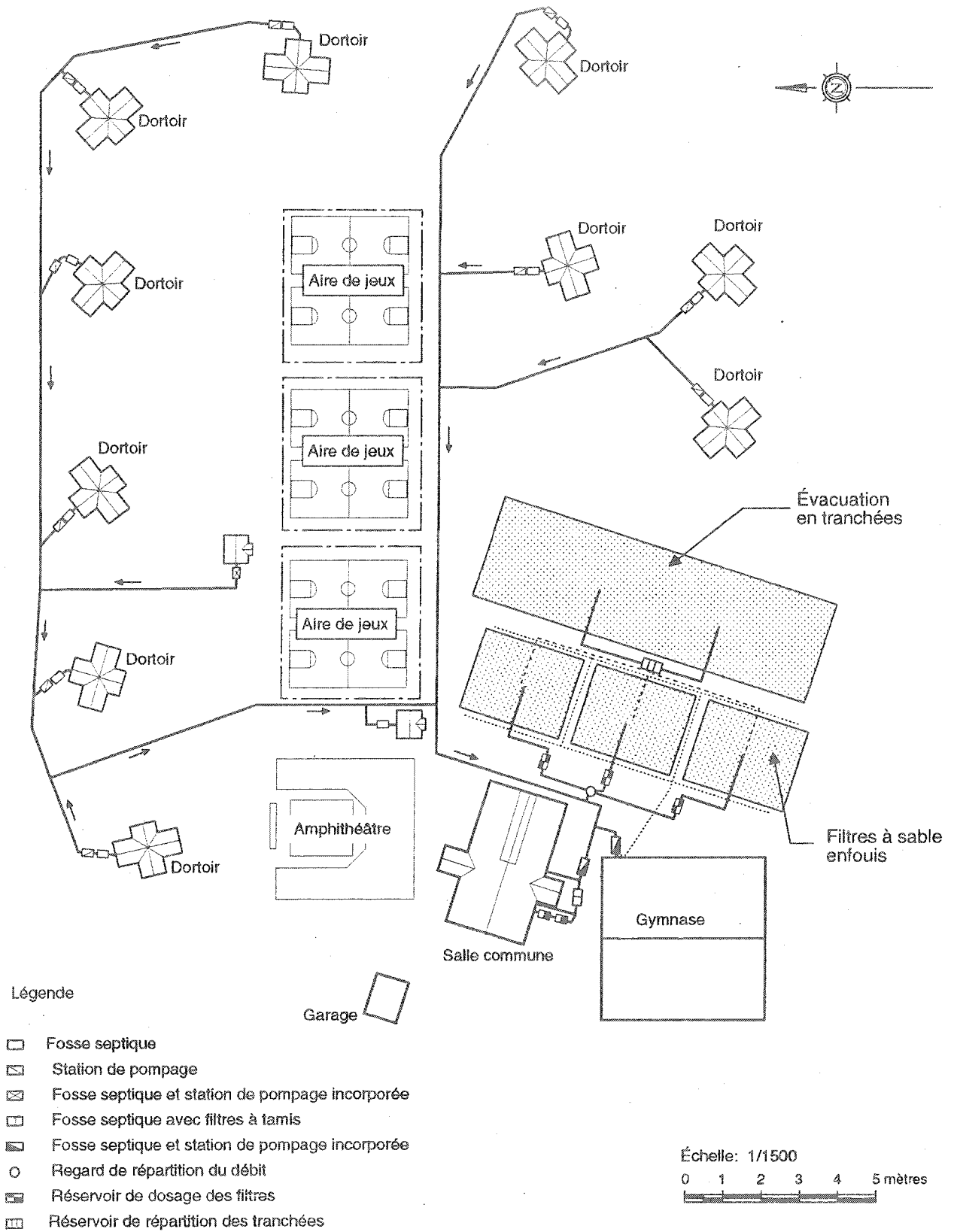
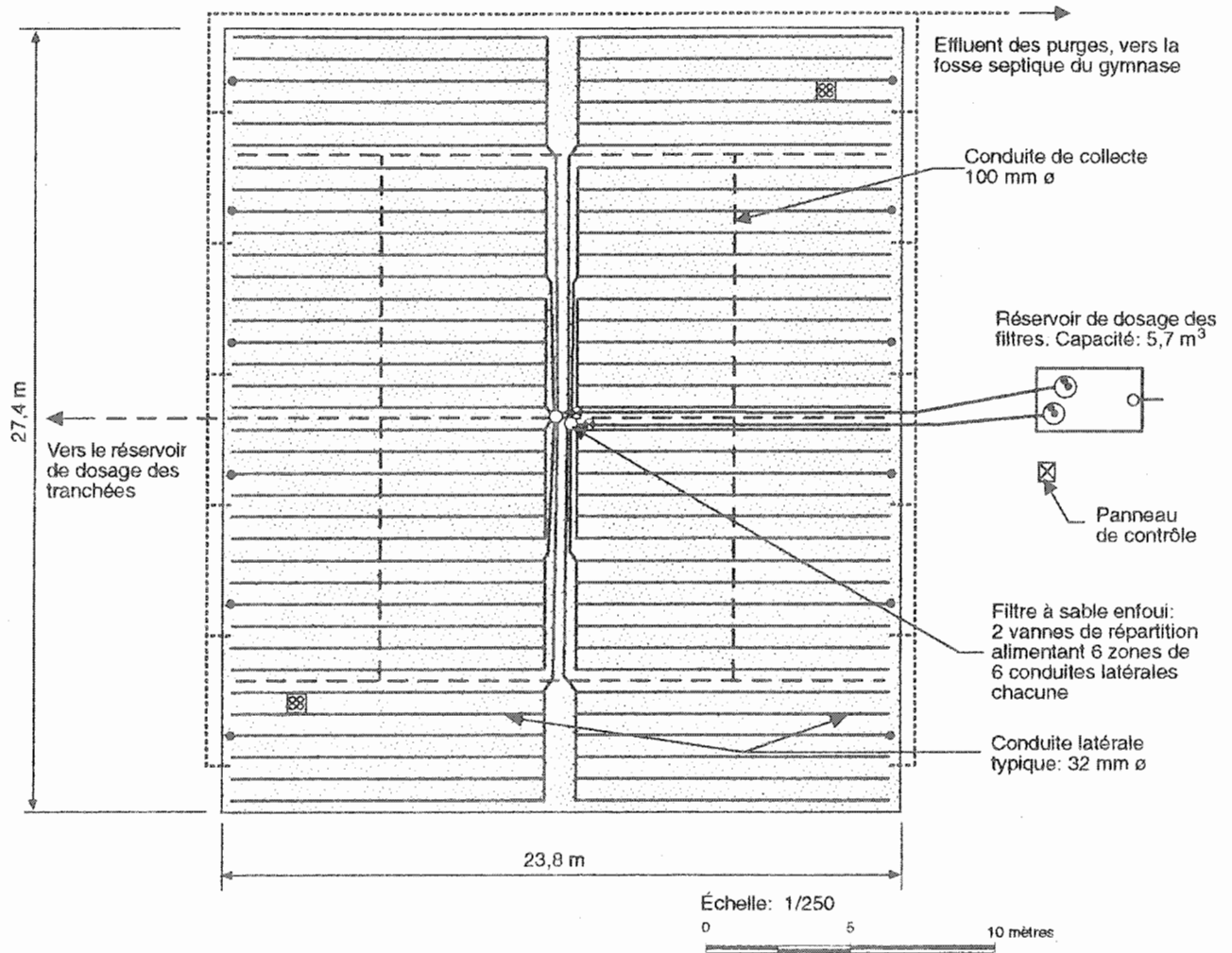
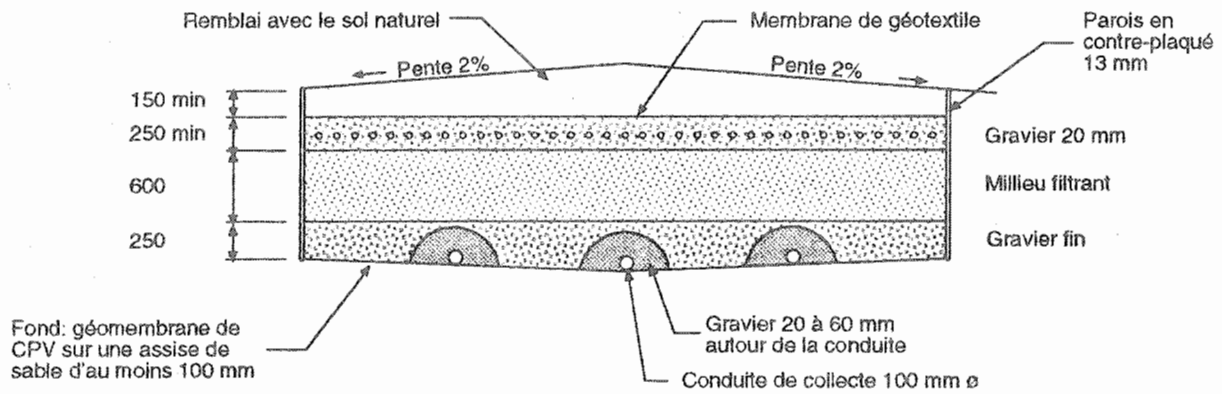


Figure 4-47 La U.S. Basketball Academy, Blue River, Oregon



Vue en plan



Vue en coupe

Figure 4-48 Le détail des filtres à sable enfouis de la U.S. Basketball Academy

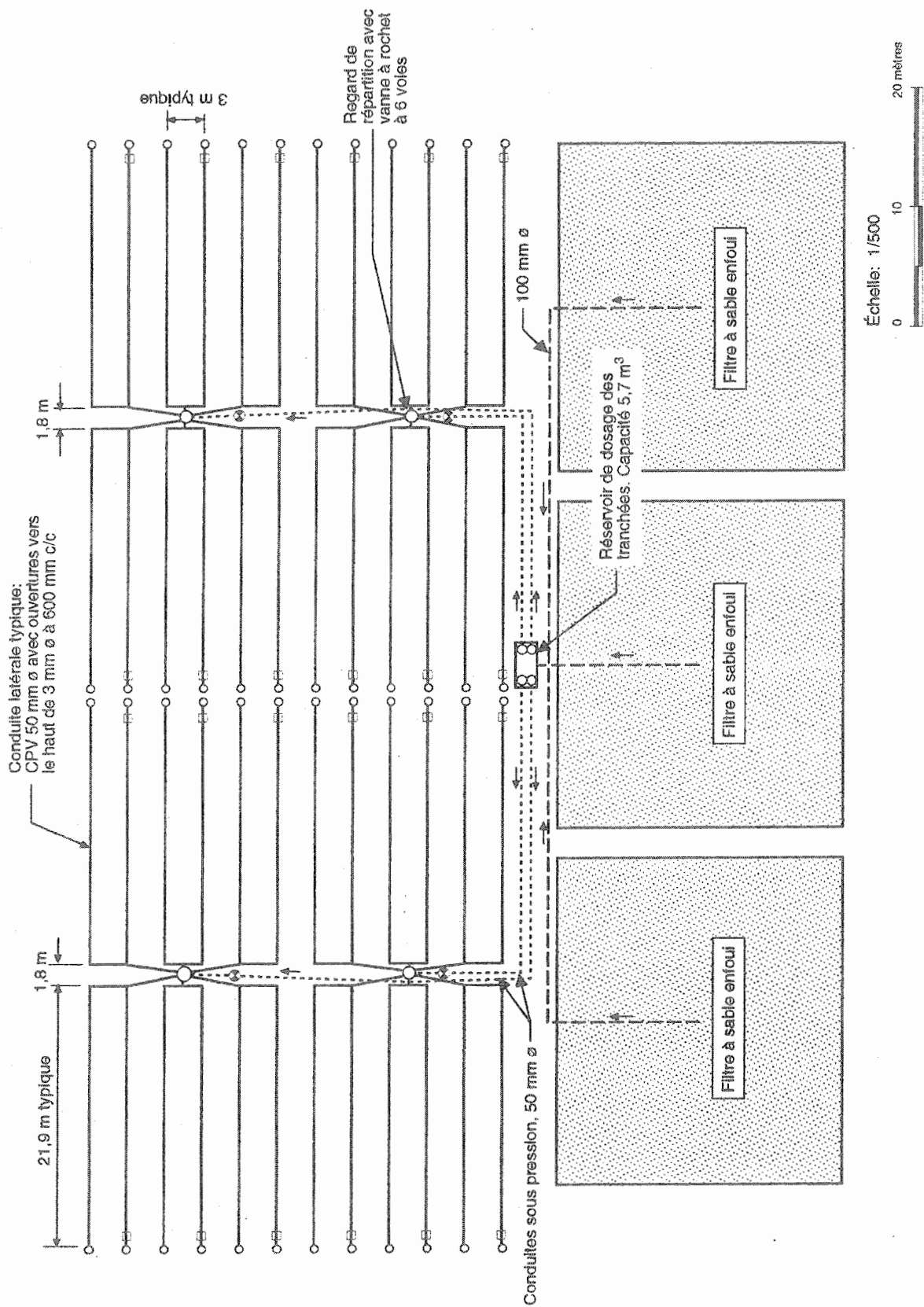


Figure 4-49 Les tranchées d'évacuation de la U.S. Basketball Academy

## BIBLIOGRAPHIE

- Anonyme (1988). «Town's Dilemma Results in Innovative Design», *Small Flows*, Juin, p. 3.
- Bloom, G. (1991). «Brownville Junction ME: A Case Study on the Design and Construction of a 65 000 gpd Subsurface Wastewater Disposal System», in: *Proceedings of the 64th Annual Conference and Exposition*, WPCF, Toronto, AC91-034-005, 12 p.
- Dubé, J.-P. et Y. Barabé (1991). *Guide technique sur la conception des installations septiques communautaires (petites agglomérations)*, Document préparé pour la Société québécoise d'assainissement des eaux et le ministère de l'Environnement du Québec, s.p., révisé.
- Dubé, J.P., C.Roy et J. de Villers (1991). «Modélisation et suivi des impacts hydrologique et thermique du traitement des eaux usées par infiltration dans le sol dans le moyen-nord québécois», *Sciences et techniques de l'eau* 24:257-266.
- E.A.T Environnement Inc. (1995). *Expertise de l'installation septique, La Grande 4*. Rapport préparé pour Hydro-Québec, 500-01-95.
- E.A.T Environnement Inc. (1995). *La Bellefeuilleise, installation septique communautaire d'une HLM (14 logements)*, plans et devis. Rapport préparé pour la Société d'Habitation du Québec, 434-11-94.
- E.A.T Environnement Inc. (1995). *Réfection du système de collecte et de traitement des eaux usées, Village des Sports*. Rapport 497-01-95.
- E.A.T Environnement Inc. (1995). *Traitement des eaux usées, poste La Vérendrye*. Rapport préparé pour le Groupe S.M., 492-11-95.
- E.A.T Environnement Inc. (1994). *Traitement des eaux usées de Saint-Joseph-de-Coleraine*. Rapport préparé pour SNC Lavalin, 409-21-94.
- E.A.T Environnement Inc. (1993). *La Bellefeuilleise, installation septique communautaire d'une HLM (14 logements), rapport d'expertise technique*. Rapport préparé pour la Société d'Habitation du Québec, 434-01-93.

#### 4.2.7

Parmi les points importants qui ressortent des études de cas qui précèdent, les suivants devraient retenir l'attention:

1. Le choix du milieu filtrant est critique; une granulométrie étalée, la présence de particules fines ou l'utilisation d'un matériau friable peuvent résulter en un colmatage rapide du filtre;
2. Au plan du réseau de distribution, le choix de conduites de faible diamètre avec de petites perforations favorise l'auto-curage des conduites et permet d'utiliser des petites pompes;
3. Une conception modulaire et l'utilisation de vannes de distribution mécaniques permettent de subdiviser l'aire de traitement en zones alimentées successivement par la même pompe; cette approche permet donc de réduire le nombre et la force des pompes d'alimentation tout en diminuant les coûts énergétiques d'exploitation.

*Annexe*



- E.A.T. Environnement Inc. (1991). *Suivi environnemental des systèmes expérimentaux de traitement des eaux usées - Atelier et campement LG4, aérogare LG3, rapport final préparé pour Hydro-Québec, région La Grande Rivière, 234-90.*
- Finnemore, E.J. (1994). «Water Table Rise in Layered Soils Due to Onsite Sewage Disposal», In: *On-Site Wastewater Treatment, Proceedings of the Seventh International Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*. ASAE, Atlanta, Georgia, 11-13 December 1994.
- Jenssen, P.D. et R.L. Siegrist (1991). «Integrated Loading Rate Determining for Wastewater Infiltration System Sizing», In: *On-Site Wastewater Treatment, vol. 6, Proceedings of The Sixth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, 16-17 December, Chicago, Ill., p.122-191
- Loudon, T.L., S.R. Wert, A.J. Gold et T.A. McCarl (1989). «Recirculating Sand Filters for Cold Regions», in: *Proceedings of the 1989 ASAE/CSAE International Summer Meeting*, June 25-28, No. 89-2173, 10 p.
- Minor, J.D. (1985). «Recirculating Sand Filter: A Case History», in: *On-Site Wastewater Treatment, 5th Northwest On-Site Wastewater Treatment Short Course*, September 10-11, University of Washington, p. 182-197.
- Siegrist, R.L., D.L. Anderson, D.L. Hargett et R.J. Otis (1984). «Performance Characteristics of a Community Wastewater Disposal System», in: *Proceedings of the Fourth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, ASAE, December 10-11, New Orleans, LA, p. 144-153.

## Programme REMONTÉE

Programme de calcul de la remontée théorique de la nappe phréatique sous l'élément épurateur  
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Essai : 4.2.5.1

Projet : Évacuation: poste La Vérendrye, K = 0,05 cm/s

paramètre	valeur	unité	fonction	information
Débit d'eaux usées =	16,00	m <sup>3</sup> /d	unité	entrée manuelle
Longueur de la surface d'application (CDP) =	30,00	m		entrée manuelle
Largeur de la surface d'application =	40,00	m		entrée manuelle
Distance en dehors de la surf. d'applic.	40,00	m		
	40,00	m		
Élévation de la surface d'application =	100,00	m		
Élévation de la nappe phréatique (zone saturée) =	98,00	m		
Élévation de la zone imperméable =	95,00	m		
Taux de charge hydraulique =	13,33	L/m <sup>2</sup> -d		
Conductivité hydraulique (K) du sol =	0,05	cm/s	triangle	entrée manuelle
Débit spécifique (0,15 < f < 0,35) =	0,30			entrée manuelle
Temps total écoulé =	10	années	calcul	
Nombre d'intervalles de temps =	10			

**Résultat :** Elév. max. de la nappe  
 au point (0;0) après 10 années = 98,13 m soit, une remontée de = 0,13 m  
 au point (9,5;46,5) après 10 années = n/d m soit, une remontée de = n/d m

## Programme REMONTÉE

Programme de calcul de la remontée théorique de la nappe phréatique sous l'élément épurateur  
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Essai : 4.2.5.2

Projet : Évacuation: poste La Vérendrye, K = 0,0007 cm/s

paramètre	valeur	unité	fonction	information
Débit d'eaux usées =	16,00	m <sup>3</sup> /d	unités	entrée manuelle
Longueur de la surface d'application (CDP) =	30,00	m		entrée manuelle
Largeur de la surface d'application =	40,00	m		entrée manuelle
Distance en dehors de la surf. d'applic.	40,00	m		
	40,00	m		
Élévation de la surface d'application =	100,00	m		
Élévation de la nappe phréatique (zone saturée) =	98,00	m		
Élévation de la zone imperméable =	95,00	m		
Taux de charge hydraulique =	13,33	L/m <sup>2</sup> -d		
Conductivité hydraulique (K) du sol =	0,0005	cm/s		entrée manuelle
Débit spécifique (0,15 < f < 0,35) =	0,15			valeur du triangle
Temps total écoulé =	10	années		
Nombre d'intervalles de temps =	10			calcul

**Résultat :** Elév. max. de la nappe  
 au point (0,0) après 10 années = 101,96 m soit, une remontée de = 3,96 m  
 au point (9,5;46,5) après 10 années = n/d m soit, une remontée de = n/d m