

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

Chapitre 6
Conception type
(exemples pratiques)

Chapitre 6

Conception type (exemples pratiques)

TABLE DES MATIÈRES

6.1	Introduction	page 6-1
6.2	Un projet d'assainissement des eaux usées domestiques par lit d'infiltration	page 6-3
6.2.1	Introduction	page 6-3
6.2.2	L'expertise géotechnique	page 6-3
6.2.2.1	La méthodologie	page 6-3
6.2.2.2	Les relevés de terrain	page 6-3
6.2.2.3	Les résultats	page 6-5
6.2.2.4	L'analyse des résultats	page 6-5
6.2.3	La conception des ouvrages d'assainissement	page 6-7
6.2.3.1	L'agencement général	page 6-7
6.2.3.2	La conception des unités de prétraitement	page 6-9
6.2.3.3	La conception des unités de traitement	page 6-11
6.3	Un projet avec terres à sable hors sol	page 6-15
6.3.1	L'étude géotechnique	page 6-15
6.3.1.1	La méthodologie des essais	page 6-15
6.3.1.2	Le contexte géotechnique local	page 6-15
6.3.1.3	L'analyse des résultats	page 6-18
6.3.2	La conception des ouvrages de traitement	page 6-20
6.3.2.1	Le prétraitement des eaux usées	page 6-20
6.3.2.2	Le traitement des eaux usées	page 6-21

6.4	Un projet de filtre intermittent enfoui	page 6-24
6.4.1	Le débit et les charges à traiter	page 6-24
6.4.1.1	Le débit	page 6-24
6.4.1.2	La charge massique à traiter	page 6-24
6.4.2	Les objectifs de traitement	page 6-25
6.4.3	La conception des ouvrages de traitement	page 6-25
6.4.3.1	Localisation	page 6-25
6.4.3.2	Le profil hydraulique	page 6-27
6.4.4	Les critères de conception	page 6-29
6.4.4.1	Le prétraitement (fosse septique)	page 6-29
6.4.4.2	Les préfiltres	page 6-29
6.4.4.3	La chambre de dosage et d'alimentation	page 6-29
6.4.4.4	Les filtres intermittents enfouis (F.I.E.)	page 6-32
6.5	Un projet de filtre intermittent à recirculation	page 6-35
6.5.1	Le débit et les charges à traiter	page 6-35
6.5.1.1	Le débit	page 6-35
6.5.1.2	La charge massique	page 6-35
6.5.1.3	Les objectifs de traitement	page 6-35
6.5.2	La conception des ouvrages de traitement	page 6-36
6.5.2.1	Localisation	page 6-36
6.5.2.2	Le profil hydraulique du procédé retenu (FIR)	page 6-36
6.5.2.3	Les critères de conception	page 6-38

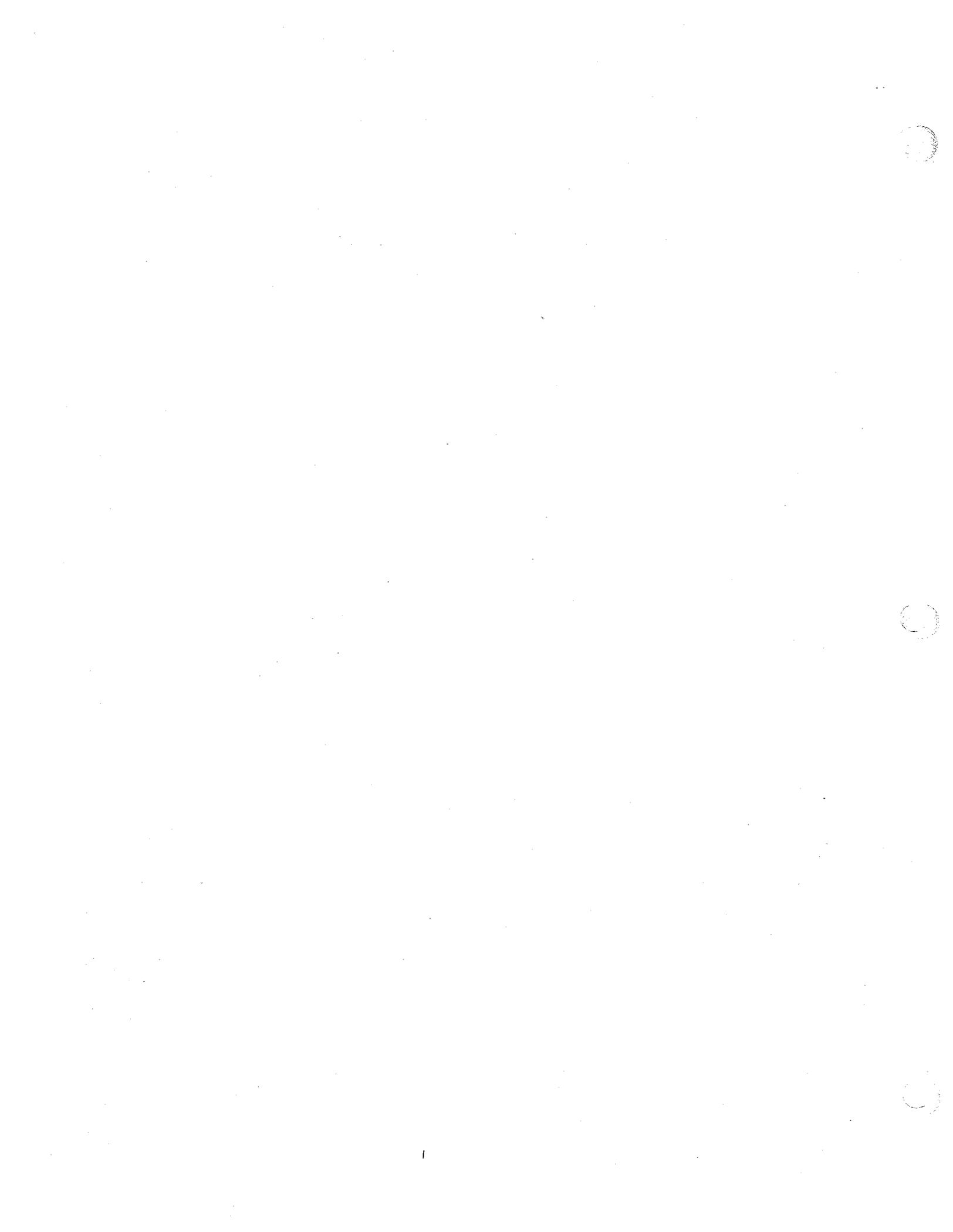
6.6	Le projet de filtre intermittent à recirculation avec évacuation dans le sol naturel	page 6-45
6.6.1	Le débit et les charges à traiter	page 6-45
6.6.1.1	Le débit	page 6-45
6.6.1.2	La charge massique à traiter	page 6-45
6.6.2	Les objectifs de traitement	page 6-46
6.6.3	Vérification du potentiel d'évacuation d'une eau traitée (secondaire avancé) pour le site retenu	page 6-46
6.6.3.1	La méthodologie	page 6-47
6.6.3.2	Les relevés in situ	page 6-47
6.6.3.3	L'analyse des résultats	page 6-52
6.6.4	La conception des ouvrages de traitement	page 6-52
6.6.4.1	Localisation	page 6-52
6.6.4.2	Le profil hydraulique du procédé retenu (F.I.R.)	page 6-55
6.6.4.3	Le prétraitement (fosse septique)	page 6-58
6.6.4.4	Les préfiltres	page 6-58
6.6.4.5	Le réservoir de mélange et de dosage	page 6-58
6.6.4.6	Le filtre à recirculation	page 6-62
6.6.4.7	Le système de distribution sous faible pression	page 6-64
6.6.4.8	L'évacuation de l'eau traitée	page 6-67

Chapitre 6

Conception type (exemples pratiques)

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 6-1	Les exemples de conception	page 6-2
Tableau 6-2	La stratigraphie et les essais de perméabilité du projet de tranchées d'infiltration	page 6-6
Tableau 6-3	Les résultats des essais	page 6-17
Tableau 6-4	Les résultats des essais de conductivité hydraulique	page 6-51



Chapitre 6

Conception type (exemples pratiques)

LISTE DES FIGURES

Figure 6-1	Le plan d'ensemble pour le lit d'infiltration	page 6-4
Figure 6-2	Le plan d'implantation du lit d'infiltration	page 6-8
Figure 6-3	La vue en coupe de la fosse septique et de la station de dosage	page 6-10
Figure 6-4	Le lit d'infiltration	page 6-13
Figure 6-5	Le regard et la vanne de répartition	page 6-14
Figure 6-6	Le plan d'ensemble de l'étude géotechnique pour le projet de terre à sable hors sol	page 6-16
Figure 6-7	Le plan d'ensemble du traitement par terres à sable hors sol	page 6-19
Figure 6-8	Le système de distribution avec ou sans vanne à rochet	page 6-22
Figure 6-9	Le plan d'ensemble de la filière de traitement	page 6-26
Figure 6-10	Le profil hydraulique	page 6-28
Figure 6-11	La fosse septique modifiée	page 6-30
Figure 6-12	La chambre des siphons	page 6-31
Figure 6-13	Le détail d'un système de distribution typique	page 6-33
Figure 6-14	Le détail de la CDP et coupe de l'élément épurateur	page 6-34
Figure 6-15	Le plan d'ensemble du traitement par filtre intermittent à recirculation	page 6-37

Figure 6-16	Le réservoir de mélange et de dosage pour le F.I.R.	page 6-39
Figure 6-17	Vue en plan des F.I.R. montrant le système de distribution	page 6-42
Figure 6-18	Vue en coupe du F.I.R.	page 6-43
Figure 6-19	L'emplacement des puits d'exploration pour l'évacuation des F.I.R.	page 6-48
Figure 6-20	La coupe stratigraphique suivant les axes AA' et BB'	page 6-49
Figure 6-21	Les tranchées d'évacuation	page 6-53
Figure 6-22	Le plan d'ensemble du traitement avec F.I.R. et évacuation dans le sol	page 6-54
Figure 6-23	Le profil hydraulique du traitement avec F.I.R.	page 6-56
Figure 6-24	Le regard de répartition	page 6-57
Figure 6-25	La vue en plan des réservoirs de mélange et de dosage et des F.I.R.	page 6-59
Figure 6-26	Les réservoirs de mélange et de dosage	page 6-61
Figure 6-27	La vue en coupe d'un F.I.R.	page 6-63
Figure 6-28	Le système de distribution F.I.R.	page 6-65
Figure 6-29	La vanne de répartition entre les zones du F.I.R.	page 6-66

Chapitre 6

Conception type (exemples pratiques)

LISTE DES ANNEXES

- Annexe I Simulations de remontée de la nappe phréatique
- Annexe II Simulations de distribution sous faible pression

Chapitre 6

Conception type (exemples pratiques)

6.1

INTRODUCTION

Les chapitres précédents résument l'état des connaissances sur les installations septiques communautaires (chapitre 3), présentent plusieurs études de cas (chapitre 4), et établissent les paramètres de conception (chapitre 5). Il nous reste maintenant à mettre en pratique cette information de pointe pour accéder à l'étape ultime, soit la réalisation d'ouvrages d'assainissement des eaux usées. Nous exposons donc ci-après une série de cinq projets représentatifs de situations types où interviennent les procédés retenus dans le présent document de synthèse.

Ces exemples pratiques détaillés ont été choisis pour leur intérêt dans une démarche de transfert technologique.

Dans cet esprit de transfert technologique, il faut souligner la démarche parallèle de formation en continu dans le domaine des ISC initiée en 1995 et parrainée par la SQAÉ et la Direction de l'éducation permanente de l'École Polytechnique de Montréal.

Nous ne saurions trop insister sur l'importance, pour les concepteurs et évaluateurs d'ouvrages, de ces ateliers de formation et d'échange. D'une durée de un ou deux jours, ces ateliers constituent un forum essentiel à toute démarche progressiste en ingénierie.

Le tableau 6-1 présente les principales caractéristiques et les intérêts spécifiques de chacun des cinq exemples. Les éléments suivants seront décrits:

- 1- L'estimation du débit et des charges à traiter;
- 2- Le contexte et l'analyse géotechniques (épandage et évacuation);
- 3- Le cheminement dans l'organigramme décisionnel simplifié;
- 4- La conception du prétraitement (fosse septique et préfiltre);
- 5- La conception du traitement (élément épurateur et système d'évacuation);
- 6- La conception du système de dosage et d'alimentation uniforme;
- 7- Les contrôles.

Tableau 6-1 Les exemples de conception

Type de filière ^a	Qconception	Intérêts du projet
ISC avec L.I.	10,45 m ³ /d	A. Utilisation de chambres d'infiltration B. Alimentation par zones
ISC avec T.S.H.S.	30 m ³ /d	A. Agencement des éléments épurateurs en fonction de l'étude géotechnique B. Contexte géotechnique limite
ISC avec F.I.E. et rejet en cours d'eau	55-115 m ³ /d (2 phases)	A. Alimentation uniforme avec utilisation de siphons doseurs B. Projet en correctif avec utilisation de l'existant C. Utilisation de bassins de répartition D. Utilisation de chambres d'infiltration
ISC avec F.I.R. et rejet à un cours d'eau	27 m ³ /d	A. Optimisation du procédé et rusticité du concept B. Alimentation par zones du FIR C. Évacuation à un cours d'eau récepteur
ISC avec F.I.R. et évacuation dans le sol naturel	150-200 m ³ /d	A. Approche modulaire B. Évacuation sur place de l'eau traitée C. Calcul énergétique

- a L.I.: Lit d'infiltration
T.S.H.S.: Tetre à sable hors sol
F.I.E.: Filtre intermittent enfoui
F.I.R.: Filtre intermittent à recirculation

6.2

UN PROJET D'ASSAINISSEMENT DES EAUX USÉES DOMESTIQUES PAR LITS D'INFILTRATION

6.2.1

Introduction

Dans le cadre d'un projet d'assainissement des eaux usées domestiques, le promoteur planifiait la construction d'une installation septique communautaire devant traiter un débit domestique de 10,45 mètres cubes par jour. Le projet prévoyait la réalisation d'une expertise géotechnique du futur site de traitement et d'évacuation des eaux usées avant la production des plans et devis.

6.2.2

L'expertise géotechnique

Le site proposé pour la future installation septique est localisé sur la figure 6-1. L'expertise doit conclure sur les conditions géotechniques associées au site retenu et, dans la mesure où les résultats obtenus sont favorables, elle doit également fixer les critères de conception préliminaire.

6.2.2.1

La méthodologie

La méthodologie associée à la réalisation de cette expertise s'inscrit dans le cadre général exposé au chapitre 5. Ainsi, l'étude doit permettre de déterminer la stratigraphie et la texture du sol récepteur, sa conductivité hydraulique, le niveau de l'aquifère de surface à son état d'équilibre et le niveau de l'horizon offrant une restriction à l'écoulement vertical des eaux (couche de sol imperméable, roc, etc.). À partir de ces informations, la remontée du niveau de la nappe sous l'aire d'application doit être estimée de manière à évaluer la faisabilité du projet et à fixer les critères de conception de la filière de traitement.

6.2.2.2

Les relevés de terrain

Le site offrant le maximum de potentiel a été identifié en consultation avec le promoteur. L'aire retenue et la section située en aval (dans le sens du gradient hydraulique) ont fait l'objet d'une caractérisation; les essais ont nécessité dix puits d'exploration et diverses observations d'usage. Les puits ont servi à établir la stratigraphie du sol en place, la conductivité hydraulique des différents horizons rencontrés, la localisation de la nappe et le niveau de la couche imperméable. Onze essais de conductivité hydraulique ont été exécutés à l'aide d'un perméamètre à haute vitesse TRESKO; il s'agit d'essais de conductivité en condition saturée menés dans l'axe vertical ou horizontal dans l'horizon témoin correspondant au futur profil d'infiltration des eaux. Enfin, un relevé topométrique a été effectué à partir d'un repère de nivellement. La localisation des différents puits d'exploration et essais de sol est montrée à la figure 6-1.

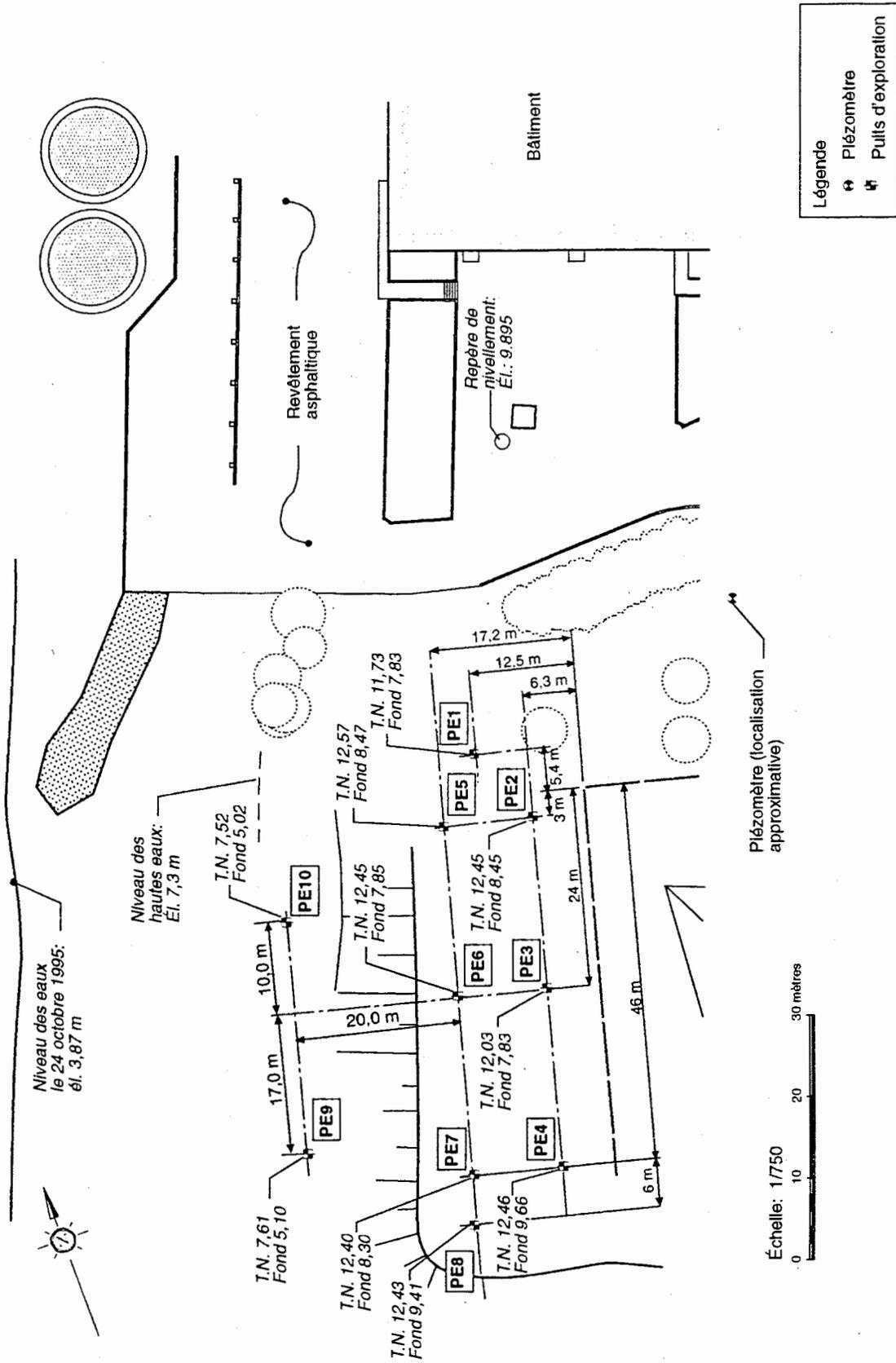


Figure 6-1 Le plan d'ensemble pour le lit d'infiltration

6.2.2.3

Les résultats

Le tableau 6-2 présente les résultats des essais *in situ*. La stratigraphie de l'aire envisagée comme site de traitement est dans l'ensemble très uniforme; la texture du remblai passe du sable fin à moyen dont la compaction augmente avec la profondeur. Les courbes granulométriques des échantillons prélevés dans les puits d'exploration montrent un sol dont le diamètre 50% passant (D_{50}) est d'environ 0,2 millimètre avec un coefficient d'uniformité (C_u) compris entre 3 et 8. Aucun des puits d'exploration sur le futur site (PE1 à PE8) n'a permis de localiser une limite de perméabilité ou une condition de saturation (nappe phréatique). La très grande majorité de ces essais ont permis d'évaluer la conductivité hydraulique (K) du matériel du futur site de traitement à environ $8E-3$ cm/s.

Les deux excavations situées à vingt mètres en aval du site de traitement, à proximité de la limite des hautes eaux, montrent un horizon de sable avec silt ($K = 1E-3$ cm/s) sur un horizon d'argile silteuse à environ 2,5 mètres de profondeur. Au moment des essais, la nappe phréatique n'a pas été rencontrée.

De plus, au moment de cette expertise, il n'y avait pas d'eau dans le piézomètre existant dont la profondeur est de 5,4 mètres. Un niveau d'eau relevé précédemment dans ce même piézomètre (août 1995) permet néanmoins d'identifier un gradient probable de 0,053 vers l'ouest (fleuve Saint-Laurent). En condition de nappe moyenne correspondant à une élévation du fleuve égale à 5,0 mètres, ce gradient diminuerait à une valeur plus près de 0,032; cette valeur sera retenue pour fin d'évaluation du potentiel d'évacuation du futur site de traitement des eaux usées.

6.2.2.4

L'analyse des résultats

Les conditions géotechniques rencontrées à l'intérieur de l'aire potentielle sont dans l'ensemble très favorables à l'implantation d'une installation septique. L'organigramme décisionnel montre que pour le débit considéré dans ce projet ($10,45$ m³/d) et la plage des conductivités hydrauliques mesurées, les tranchées et les lits d'infiltration sont potentiellement applicables. Compte tenu de la superficie disponible et du facteur multiplicatif pour aire au repos, seul le lit peut être utilisé. À un taux de charge hydraulique de 30 litres par mètre carré par jour, la superficie nécessaire pour traiter 10,45 mètres cubes par jour d'eaux usées est évaluée à 348 mètres carrés. Avec le facteur multiplicatif pour aire au repos (1,75), la superficie augmente à 609 mètres carrés ; cette aire pourrait être divisée en trois modules de 12,93 mètres par 15,75 mètres chacun.

Tableau 6-2 La stratigraphie et les essais de perméabilité du projet de tranchées d'infiltration

Excavation	Conductivité hydraulique (cm/s)	Profondeur	Axe	Stratigraphie	
				Profondeur (m)	Description
PE-1	$1,8 \times 10^{-2}$	2,00	horizontal	0,0 à 1,30	remblai de sable graveleux limoneux terre végétale sable et silt
	$5,1 \times 10^{-3}$	3,50	vertical	1,30 à 1,50 1,50 à 3,90	
PE-2	$1,6 \times 10^{-2}$	0,70	horizontal	0,0 à 0,90	sable fin à moyen sable moyen à fin dense avec silt et gravier (10%)
	$8,2 \times 10^{-3}$	1,10	vertical	0,90 à 4,00	
PE-3	$6,9 \times 10^{-3}$	1,50	vertical	0,0 à 0,80 0,80 à 4,20	sable fin à moyen sable moyen à fin dense
PE-4	$2,5 \times 10^{-3}$	1,60	vertical	0,0 à 1,60	sable fin à moyen sable moyen à fin dense
	$6,1 \times 10^{-3}$	1,50	horizontal	1,60 à 2,80	
PE-5	$9,0 \times 10^{-3}$	0,90	vertical	0,0 à 0,40	sable fin à moyen sable moyen à fin dense
	$8,6 \times 10^{-3}$	1,80	horizontal	0,40 à 4,10	
PE-6	$6,9 \times 10^{-3}$	1,70	horizontal	0,0 à 0,60 0,60 à 4,60	sable fin à moyen sable moyen à fin dense
PE-7	$5,2 \times 10^{-3}$	0,80	horizontal	0,0 à 0,30 0,30 à 0,35 0,35 à 4,10	sable moyen horizon résidus ciment sable moyen à fin dense
PE-8	$8,2 \times 10^{-3}$	2,10	vertical	0,0 à 0,95	sable fin à moyen sable moyen à fin dense
	$7,9 \times 10^{-3}$	1,95	horizontal	0,95 à 3,02	
PE-9	$7,0 \times 10^{-3}$	2,20	horizontal	0,0 à 0,50 0,50 à 2,51 2,51	sable fin sable fin avec un peu de silt silt argileux
PE-10	$5,3 \times 10^{-3}$	1,75	horizontal	0,0 à 0,55 0,55 à 2,50 2,50	sable fin sable fin avec un peu de silt silt argileux

Ainsi, pour un K_h de $8E-3$ cm/s (6,9 m/d) et avec un gradient hydraulique estimé à 0,032, une section de contrôle (A) de près de 48 mètres carrés serait nécessaire pour évacuer le débit alimenté. En supposant que les futurs lits seront disposés perpendiculairement au sens de l'écoulement des eaux (figure 6-2), et que deux d'entre eux seront utilisés en même temps, leur longueur (L) serait de 31,5 mètres (2 x 15,75 m). La hauteur (H) de sol nécessaire pour évacuer l'eau ($Q = 10,45$ m³/d) serait alors de 1,5 mètre ($H = A/L$). Sous l'élément épurateur, la hauteur non saturée est toujours supérieure à 2,8 mètres ce qui est suffisant pour traiter l'eau (0,9 m) et l'évacuer (1,5 m). À l'aval des lits, la hauteur de sol disponible est de 2,5 mètres ce qui suffit encore à évacuer l'eau.

6.2.3

La conception des ouvrages d'assainissement

À partir des résultats de l'étude géotechnique, les critères de conception préliminaires qui suivent ont été retenus:

- a) L'aire potentielle de traitement des eaux usées doit être exploitée de manière à maximiser la section de contrôle, donc avec un agencement qui optimise l'axe parallèle au fleuve Saint-Laurent;
- b) La conception des ouvrages doit prévoir une aire de mise au repos périodique (majoration de 1,75 pour un lit d'infiltration - voir organigramme décisionnel simplifié);

De plus, le concepteur a choisi d'utiliser des chambres d'infiltration.

6.2.3.1

L'agencement général

La figure 6-2 montre l'agencement général proposé. Ainsi pour un débit de conception de 10,45 mètres cubes par jour, et un taux de charge hydraulique de 30 litres par mètre carré par jour, la superficie minimale d'infiltration est évaluée à 348 mètres carrés ($10,45$ m³/d + 0,03 m/d).

À cette aire, il faut ajouter une surface (majoration 1,75) pour mise au repos périodique, ce qui, pour ce projet, génère une surface totale d'immobilisation pour le lit d'infiltration de près de 609 mètres carrés (1,75 x 348 m²). Cette aire totale (609 m²) sera divisée en trois modules de traitement qui occuperont chacun environ 203 mètres carrés de surface au sol (12,93 m x 15,75 m).

Ainsi, en conditions de fonctionnement normales, deux modules seront en exploitation alors que le troisième sera au repos. L'alternance entre l'alimentation et la mise au repos pourra s'effectuer par un simple jeu de vannes localisé à la station de dosage.

6.2.3.2

La conception des unités de prétraitement

La fosse septique

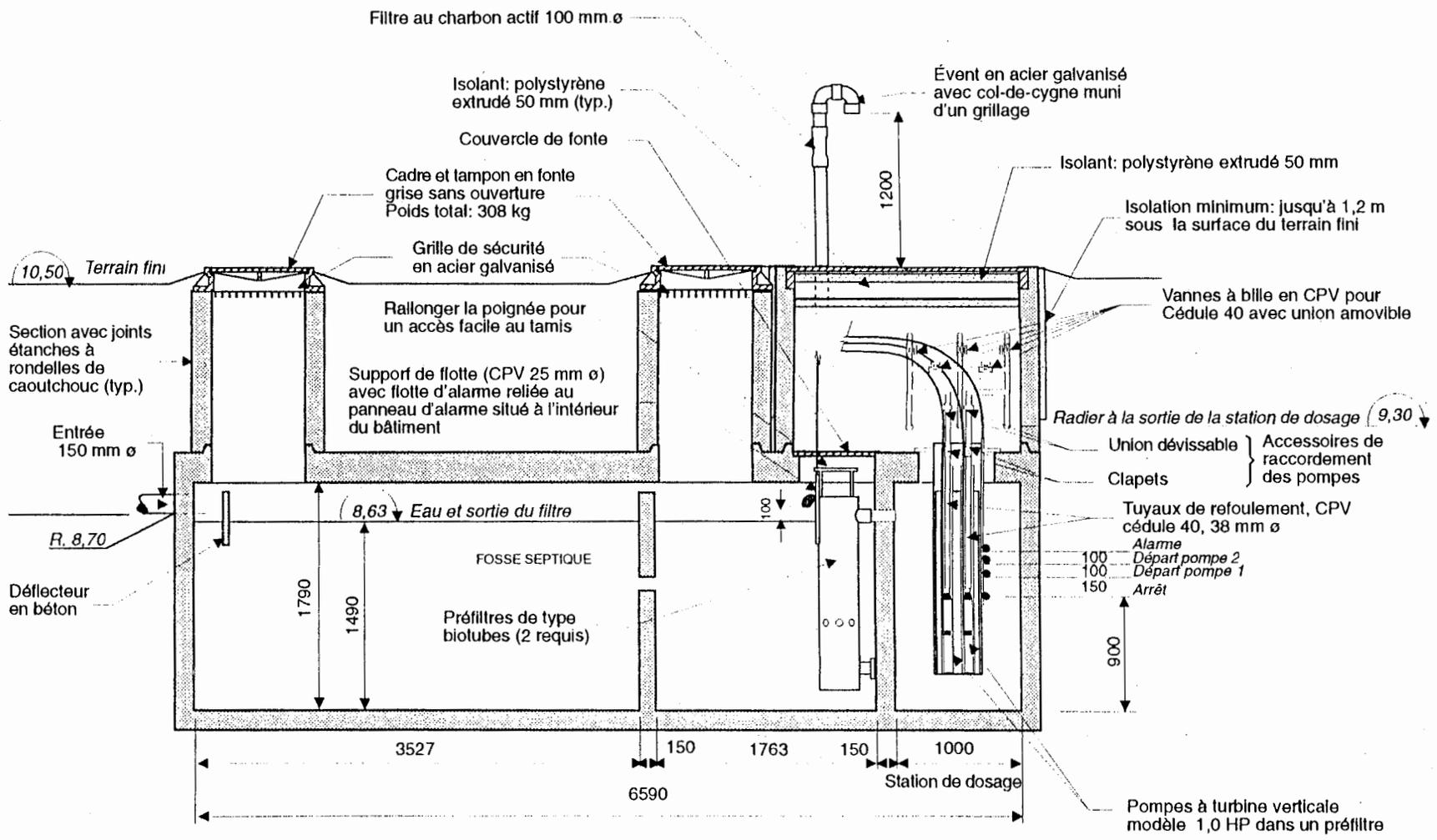
Le calcul du volume effectif de la fosse septique s'effectue de manière à assurer un temps de rétention hydraulique minimal de 36 heures au débit quotidien acheminé au traitement des eaux usées:

$$\begin{aligned}V_{\text{eff}} &= Q_D \times 1,5 \\V_{\text{eff}} &= 10,45 \text{ m}^3/\text{d} \times 1,5 \\V_{\text{eff}} &= 15,67 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Cette fosse septique pourra être en béton armé et coulée sur place ou préfabriquée et livrée sur le site. La figure 6-3 montre une vue en coupe de la fosse septique proposée et de la station de dosage qui lui est annexée.

Les préfiltres

À partir du tableau 5-10 et de la figure 5-10, une surface minimale de filtration de 1,0 mètre carré serait nécessaire; avec une variation maximale de 15 centimètres du niveau liquide dans la fosse et un débit de pointe de l'ordre de 95 litres par minute, il faudrait neuf orifices d'évacuations de 1,4 centimètre de diamètre ou trois orifices de 2,5 centimètres. Il suffira de choisir un modèle de préfiltre qui satisfasse ces caractéristiques; il est toutefois recommandé d'utiliser deux ou plusieurs unités de plus faible superficie de filtration plutôt qu'une seule afin de faciliter l'entretien et d'augmenter la flexibilité du système.



Échelle: 1/50
 0 0,5 1,0 1,5 2,0 mètres

Figure 6-3 La vue en coupe de la fosse septique et de la station de dosage

6.2.3.3

La conception des unités de traitement

Le système d'alimentation uniforme (SDSFP)

Chacun des trois modules de traitement de ce système sera doté d'un réseau de distribution sous faible pression couvrant une surface approximative de 200 mètres carrés (12,93 m x 15,75 m). Chaque réseau de distribution sera donc constitué d'une série de conduites latérales qui distribueront uniformément l'effluent à traiter. À chaque départ de pompe, le réseau devra être mis en charge hydraulique pendant un temps donné, correspondant généralement au temps nécessaire pour assurer le dosage de 1 à 2 centimètres d'eau sur la surface d'infiltration.

Une première approche serait de concevoir un réseau SDSFP conventionnel pour cette surface d'infiltration, c'est-à-dire une conduite de distribution principale (CDP) centrale (15,75 m) qui alimente une série de conduites latérales de part et d'autre de la CDP. Des orifices de quatre millimètres de diamètre espacés de 0,65 mètre sont choisis à partir du tableau 5-14. Les chambres d'infiltration ayant 1,9 mètre de longueur chacune, il y aurait donc trois orifices de quatre millimètres de diamètre par chambre d'infiltration et trois chambres par conduite latérale. La largeur de chaque chambre d'infiltration étant de 0,860 mètre, la distance centre à centre entre les conduites latérales serait de 1,05 mètre.

La simulation 6.2.1 réalisée à l'aide du logiciel SDSFP (annexe II) permet de constater que l'unité de pompage nécessaire pour équilibrer hydrauliquement un tel réseau de distribution doit pouvoir refouler 13,6 litres par seconde à 9,2 mètres de HMT. Cela est vérifié pour une conduite de transport de 125 millimètres de diamètre, une CDP à diamètre télescopique allant de 100 à 25 millimètres de diamètre et des conduites latérales de 25 millimètres de diamètre. Une pompe d'effluent de 5 H.P. permet de respecter ces conditions.

Une seconde approche consiste à fractionner ce réseau en plusieurs parties égales que l'on nomme «zones» et à alimenter séquentiellement ces zones à l'aide d'une vanne mécanique. En subdivisant chaque module de traitement en quatre zones, la demande énergétique pourrait être réduite.

Une seconde simulation 6.2.2 (annexe II) de ce nouveau réseau SDSFP aux mêmes conditions que la simulation initiale montre que l'unité de pompage nécessaire doit pouvoir refouler 3,4 litres par seconde à 16,66 mètres HMT. Dans ces conditions, la pompe est maintenant cinq fois plus petite (unité de 1 HP). L'utilisation de la vanne à rochet commande par ailleurs l'utilisation de pompes à turbine verticale protégées par un tamis en polyéthylène. Cet arrangement convient à cette condition de petit débit et de grande hauteur de refoulement; dans ces conditions, nous aurons donc une conduite de transport de 50 millimètres de diamètre, une CDP télescopique de 50 à 25 millimètres de diamètre et des conduites latérales de 25 millimètres de diamètre.

Cette façon de faire (figures 6-4 et 6-5) a évidemment d'importantes répercussions dans le choix de la mécanique associée à ce projet.

Le dosage intermittent

Le tableau 5-12 (les critères de conception) précise que le nombre de doses optimal par jour pour un système d'épandage en tranchées varie de 3 à 5 doses par jour. Avec la conception de réseau d'alimentation proposée, il faudra, pour chaque zone de 50 mètres carrés, trois doses de 1,0 centimètre par jour.

- $\frac{10,45 \text{ m}^3/\text{d}}{8 \text{ zones}} = 1,31 \text{ m}^3/\text{zone-d}$
- à raison de 500 L/50 m² (1 cm) par dose:
- $\frac{1,31 \text{ m}^3/\text{zone}}{0,5 \text{ m}^3/\text{zone}} = 2,61 \text{ doses}$

Ce volume de 500 litres par départ de pompe correspond à une baisse de l'ordre de dix-huit centimètres dans la station de dosage (figure 6-3).

L'unité de refoulement choisie (pompe à turbine verticale de 1 HP pouvant refouler 3,4 litres par seconde à 16,66 mètres HMT) fonctionnera en moyenne 2,45 minutes à chaque départ. Un système de pompage de type duplex fonctionnant en alternance est prévu. Un jeu de vannes (figure 6-3) permettra, avec ces deux pompes, d'utiliser deux des trois modules de traitement et d'alterner entre les modules de manière à assurer leur mise au repos périodique.

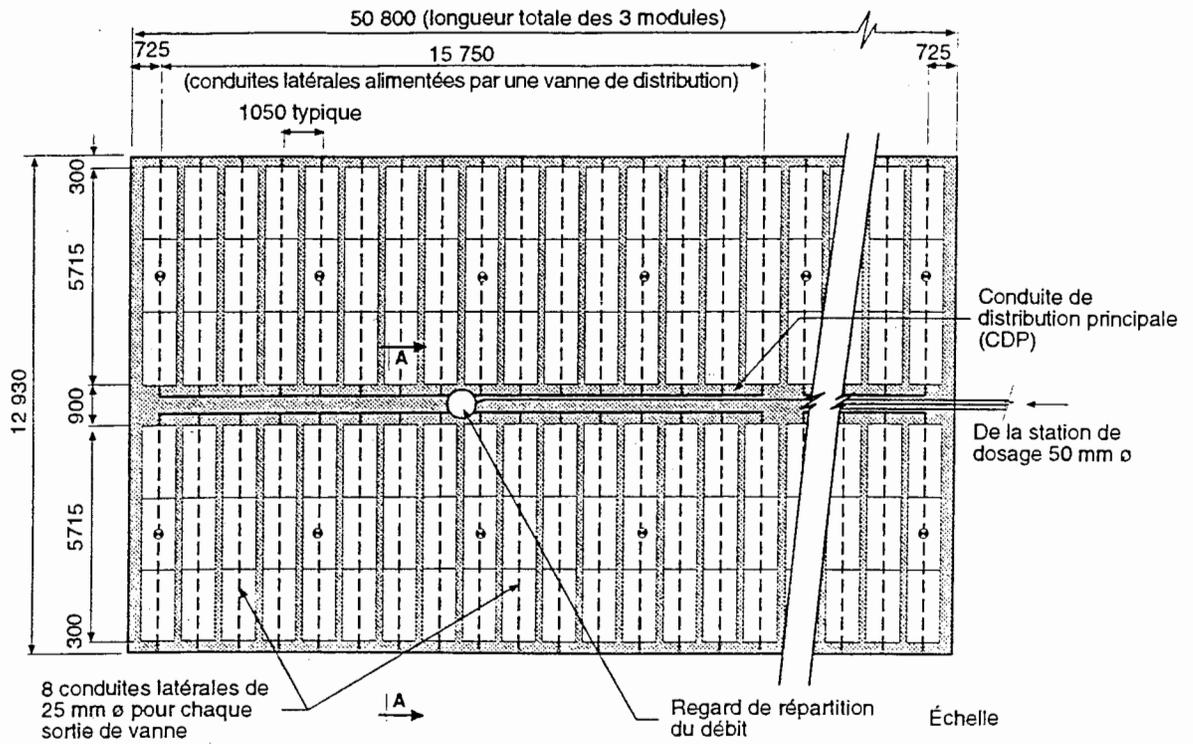
La séquence associée pourrait être:

Fréquence	Modules en opération	Vannes				
		V1	V2	V3	V4	V5
12 mois	M1 M2	O *	F	O	O	F
12 mois	M2 M3	F *	O	O	F	O
12 mois	M3 M1	O	F	F	F	O

O * = ouverte

F * = fermée

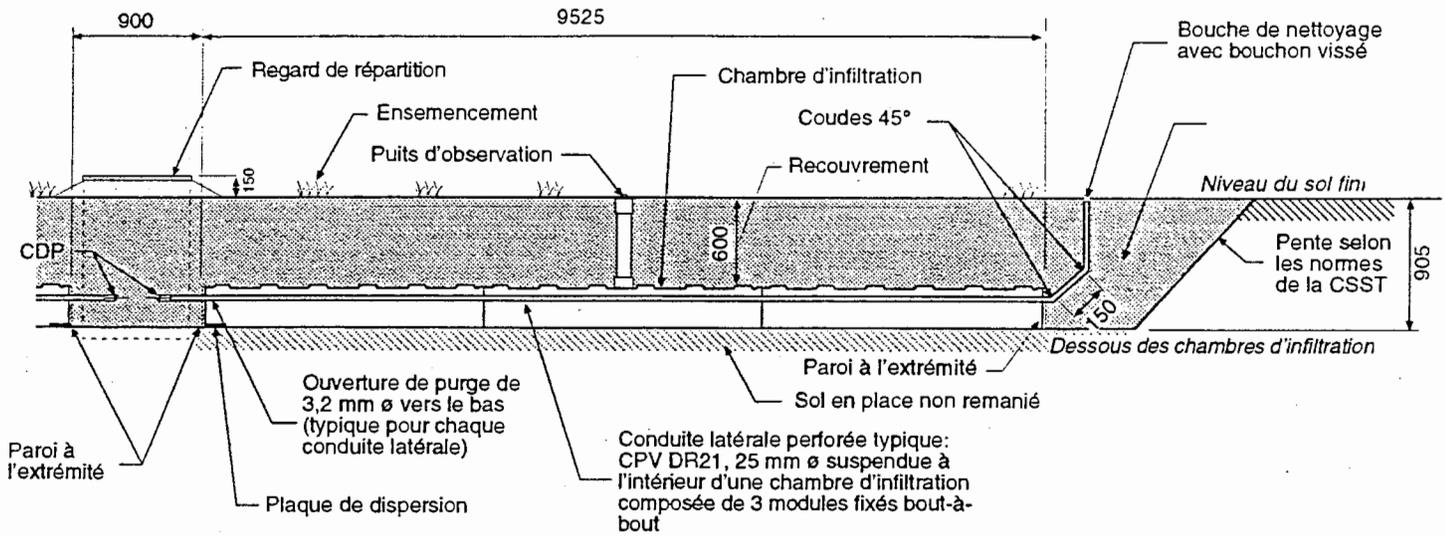
Avec cette séquence d'opération, il y aurait alimentation continue de chaque module pendant deux ans suivi d'une mise au repos de un an entre ces périodes.



Légende

⊙ puits d'observation

Module SDSFP - Vue en plan
(4 zones de distribution)

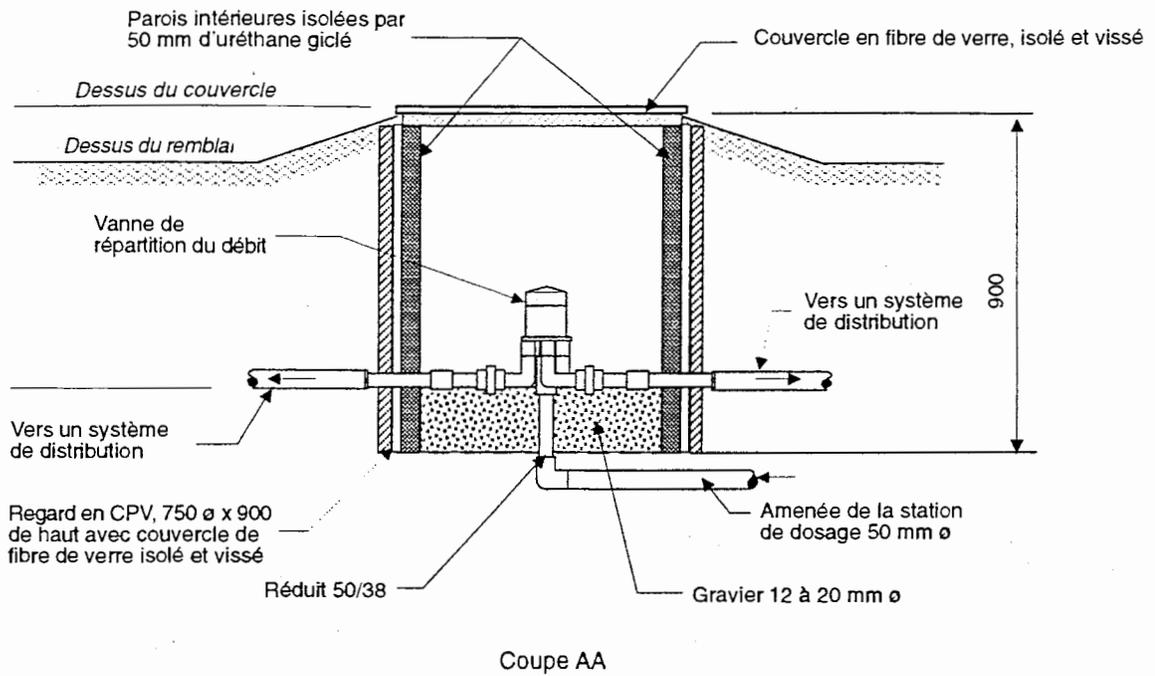
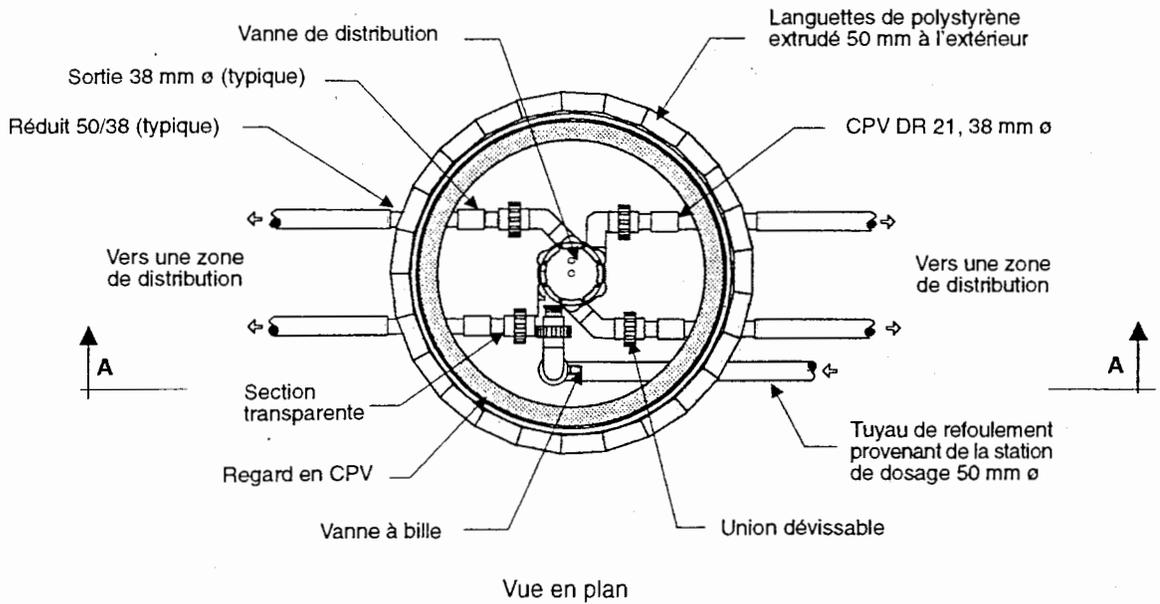


Coupe AA

Échelle

0 0,5 1,0 1,5 2,0 mètres

Figure 6-4 Le lit d'infiltration



Échelle: 1/20

0 200 400 mm

Figure 6-5 Le regard et la vanne de répartition

6.3

UN PROJET AVEC TERTRES À SABLE HORS SOL

Un nouveau développement domiciliaire sera intercepté sous peu; les eaux usées de ce secteur seront dirigées gravitairement vers le futur site de traitement. Un réseau d'égouts en CPV vient d'être complété et une campagne de caractérisation des débits a établi que le débit moyen quotidien est de l'ordre de 28 mètres cubes par jour. Un mandat géotechnique a été octroyé à un laboratoire de sols pour évaluer le potentiel du site retenu.

6.3.1

L'étude géotechnique

6.3.1.1

La méthodologie des essais

Les essais ont nécessité treize puits d'exploration (voir tableau 5-8). Ces puits ont servi à établir la stratigraphie du sol naturel, la localisation de la nappe (zone saturée) et/ou de la couche imperméable et au calcul du gradient hydraulique local. Des essais de conductivité hydraulique ont été exécutés à l'aide d'un perméamètre à haute vitesse TRESCO (conductivité hydraulique saturée) menés dans l'axe vertical (2 essais) ou horizontal (12 essais). Un total de treize échantillons de sol représentatifs des textures présentes ont été recueillis pour analyse granulo-sédimentométrique.

Finalement, des levés topographiques ont été réalisés dans tout le secteur couvrant la zone d'étude. La localisation des différents essais et des relevés est montrée sur la figure 6-6. Le tout a été réalisé au mois de mai, soit en période de nappe haute.

6.3.1.2

Le contexte géotechnique local

Les résultats des relevés sont présentés au tableau 6-3. L'aire couverte par les puits d'exploration est dans l'ensemble homogène quant aux textures de sols; il s'agit essentiellement d'un dépôt de sable-silteux relativement lâche. On trouve généralement dans ces textures un très faible pourcentage de gravier et d'argile (< 5% de chaque fraction).

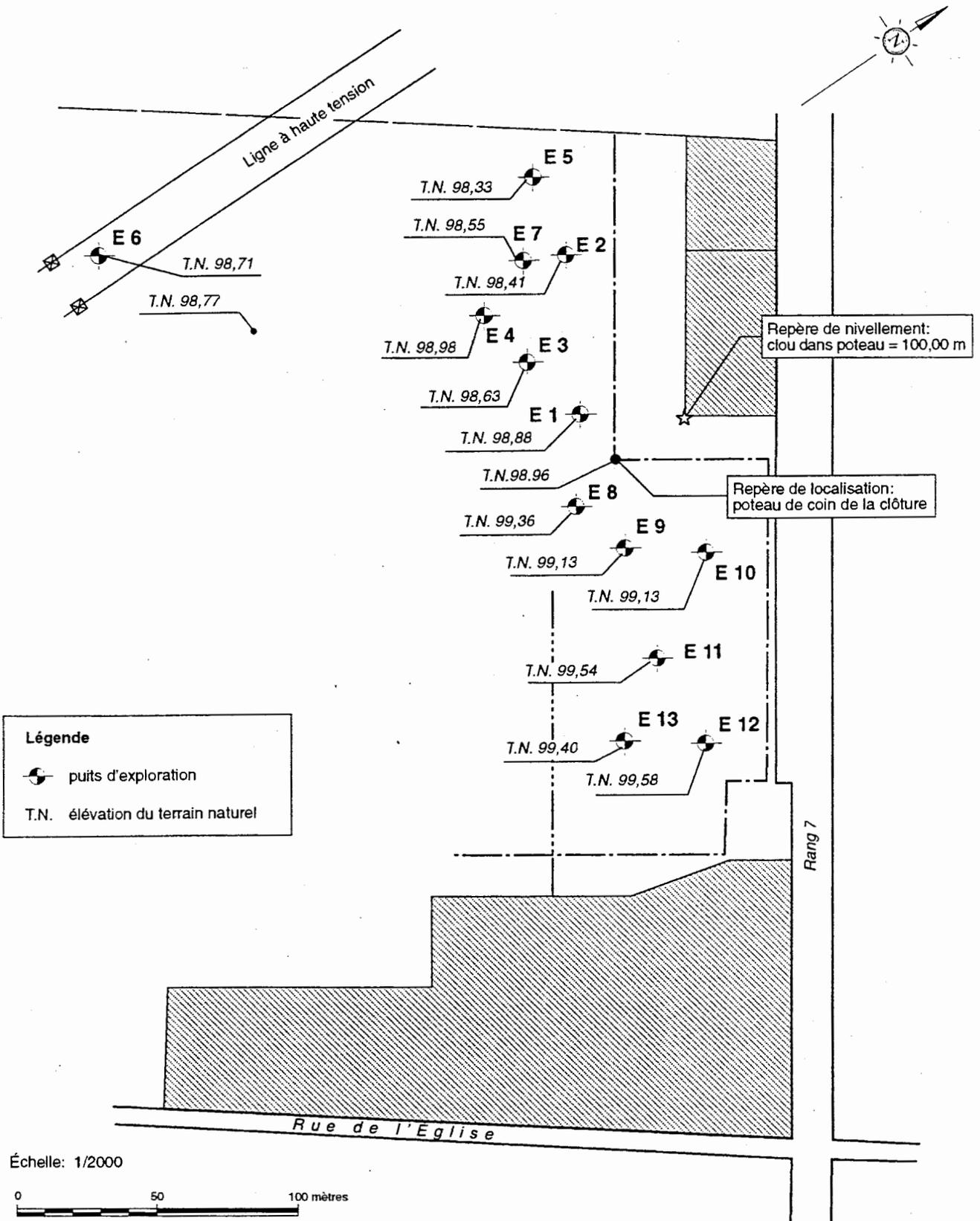


Figure 6-6 Le plan d'ensemble de l'étude géotechnique pour le projet de tertres à sable hors sol

Tableau 6-3 Les résultats des essais

Puits d'exploration	Profil stratigraphique		Essais de conductivité hydraulique				
	Élévation	Description	Élévation de la nappe	No échantillon	Élévation	Axe	Mesure (cm/s)
E1	98,55-98,88	sol organique	97,33	E1-A	98,58	horizontal	$2,3 \times 10^{-2}$
	96,24-98,55 93,00	sable silteux argille silteuse					
E2	98,28-98,41	sol organique	96,92	E2-A	96,17	horizontal	$8,0 \times 10^{-3}$
	95,80-98,28	sable silteux					
E3	98,48-98,63	sol organique	97,28	E3-A	98,08	horizontal	$8,5 \times 10^{-3}$
	96,50-98,48	sable silteux					
E4	98,81-98,98	sol organique	97,23	E4-A	98,08	horizontal	$7,5 \times 10^{-3}$
	97,22-98,81	sable silteux					
E5	98,15-98,33	sol organique	96,85	E5-B	96,95	vertical	$4,6 \times 10^{-3}$
	96,18-98,15	silt sableux					
E6	98,56-98,71	sol organique	96,47	---	---	---	---
	96,23-98,56	silt sableux					
E7	98,35-98,55	sol organique	96,95	E7-B	97,02	vertical	$5,5 \times 10^{-3}$
	97,03-98,35	silt sableux					
E8	96,37-97,03	sable silteux	97,46	E8-A	99,11	horizontal	$8,1 \times 10^{-3}$
	99,28-99,36	sol organique					
E9	98,75-99,28	silt sableux	97,58	E9-B	97,71	horizontal	$8,8 \times 10^{-3}$
	97,35-98,75	sable silteux					
E10	98,96-99,13	sol organique	97,66	E10-B	96,73	horizontal	$7,1 \times 10^{-3}$
	97,00-98,96	sable silteux					
E11	99,08-99,13	sol organique	97,82	E11-A	97,85	horizontal	$7,0 \times 10^{-3}$
	98,76-99,08	silt sableux					
E12	95,50-98,76	sable silteux	98,05	---	98,18	horizontal	$6,5 \times 10^{-3}$
	99,36-99,54	sol organique					
E13	96,15-99,36	sable silteux	98,03	E13-A	98,15	horizontal	$7,2 \times 10^{-3}$
	99,37-99,58	sol organique					
E13	97,83-99,37	silt sableux	98,03	E13-A	98,15	horizontal	$7,2 \times 10^{-3}$
	95,10-97,83	sable silteux					
E13	99,40-96,61	sol organique	98,03	E13-A	98,15	horizontal	$7,2 \times 10^{-3}$
	96,95-99,40	sable silteux					

D'une façon générale, la conductivité hydraulique du sol se situe dans les valeurs supérieures des 10^{-3} cm/s, ce qui est conforme aux attentes par rapport à une texture de ce type. De plus, nous n'avons pas remarqué de différence significative entre les résultats obtenus dans les deux axes d'essais (vertical et horizontal), ni entre les deux horizons identifiés sur le terrain (silt sableux et sable silteux).

Le niveau de la zone saturée (nappe phréatique) se trouve à environ 1,5 mètre de profondeur sous la surface du terrain naturel (niveau mai). Il s'agit du niveau élevé de la nappe. D'autre part, la couche imperméable se trouve à plus de quatre mètres de profondeur.

Le gradient hydraulique local orienté vers l'ouest est très faible ($i = 0,006$).

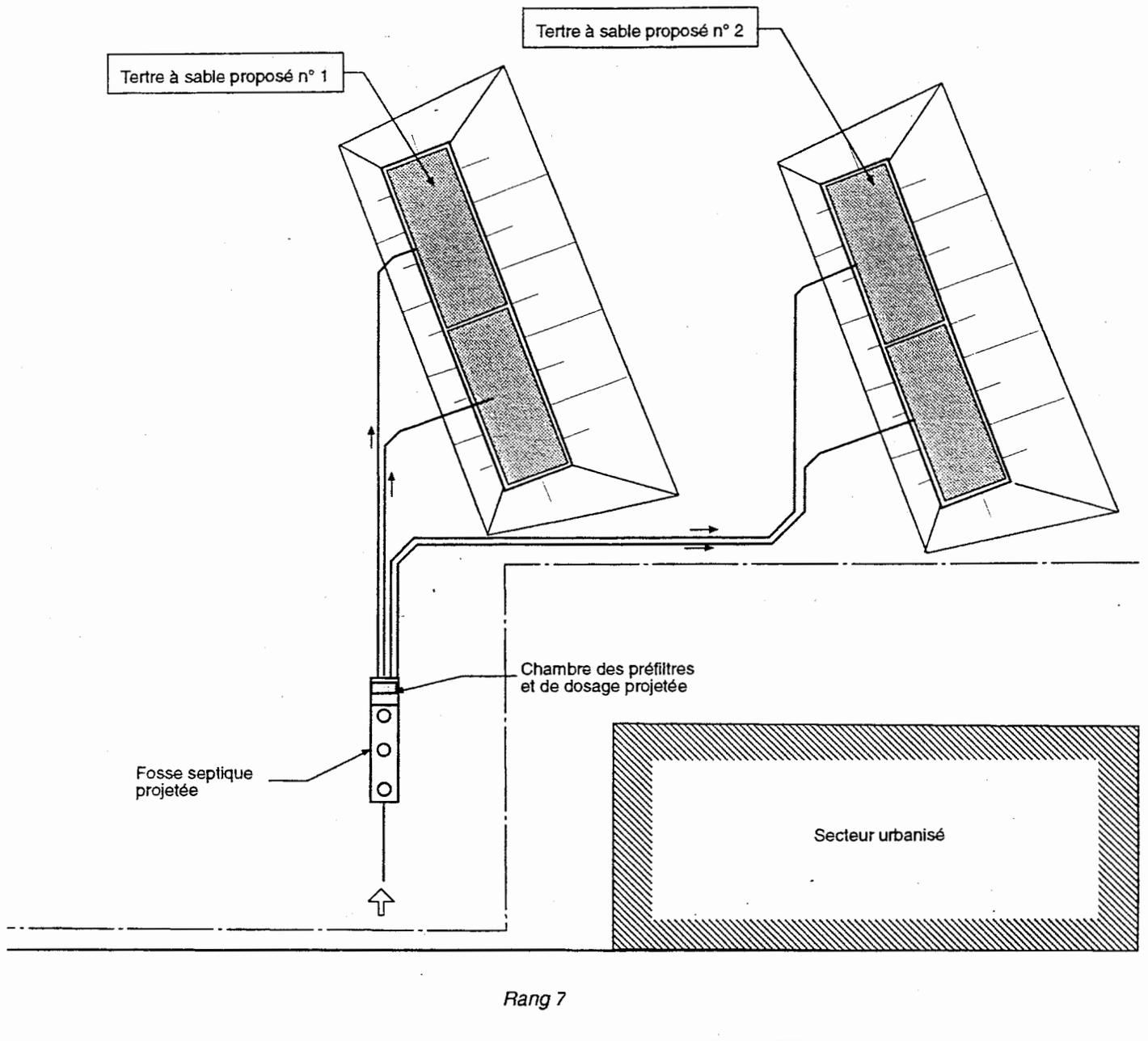
6.3.1.3

L'analyse des résultats

Dans un premier temps et à partir des résultats obtenus, une simulation de la remontée de la zone saturée (nappe) a été réalisée aux conditions de conductivité hydraulique moyenne des horizons de sable et de silt (7×10^{-3} cm/s) et pour un niveau initial de la nappe de 1,4 mètre sous le niveau éventuel d'application des eaux usées. La simulation effectuée sur un horizon de 10 ans à partir du modèle mathématique de Hantush montre des conditions critiques de remontée de la zone saturée, à moins de 60 centimètres (simulation 6.3.1 de l'annexe I). Ce résultat suggère l'utilisation d'un terre à sable hors sol (figure 6-7). Avec le gradient hydraulique vers l'ouest, il sera sans doute préférable d'orienter le terre perpendiculairement au sens de l'écoulement des eaux souterraines.

En conditions hivernales, la nappe est plus basse, mais le sol peut geler jusqu'à une profondeur de 1,0 mètre; pour favoriser l'infiltration plus rapide de l'eau sous la ligne de gel, on peut subdiviser le débit à traiter. D'ailleurs, le calcul de la remontée de la nappe à partir d'une géométrie allongée et en supposant une nappe basse en hiver, montre qu'en subdivisant le débit entre deux tertres, le niveau de l'eau sous l'aire d'infiltration serait 45 centimètres plus bas que si un seul terre était utilisé (simulations 6.3.2 et 6.3.3 de l'annexe I). En supposant une distance de 65 mètres c/c entre les tertres, la remontée effective entre les deux est la somme de la remontée due à chacun des deux tertres. À mi-chemin, la remontée serait ici de 0,56 mètre ($2 \times 0,28$ m) (simulation 6.3.3 de l'annexe I).

La recommandation prévoit l'immobilisation de deux tertres à sable hors sol (TSHS) conçus sur un débit théorique de 28 mètres cubes par jour avec un taux de charge hydraulique de conception (TCH) de 40 litres par mètre carré par jour.



Échelle: 1/1000

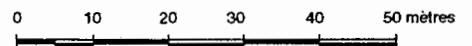


Figure 6-7 Le plan d'ensemble du traitement par tertres à sable hors sol

6.3.2

La conception des ouvrages de traitement

Une vue d'ensemble du traitement proposé est illustrée à la figure 6-7.

6.3.2.1

Le prétraitement des eaux usées

La fosse septique

Le calcul du volume effectif minimal de la fosse septique communautaire s'établit comme suit:

$$\begin{aligned}V_{\text{eff}} &= 1,5 Q_c \\V_{\text{eff}} &= 1,5 \times 30 \text{ m}^3 \\V_{\text{eff}} &= 45 \text{ m}^3\end{aligned}$$

À partir des rapports de conception énoncés à la section 5.5.1, nous pourrions choisir une hauteur liquide de 1,8 mètre. La largeur étant comprise entre 1 et 2 fois la hauteur liquide (h_L), nous pouvons statuer sur une largeur intérieure (l) de 2,7 mètres ce qui, pour un volume effectif de 45 mètres cubes génère une longueur (L) de 9,25 mètre ($2l < L < 4l$).

Les préfiltres

À partir de la section 5.5.2, nous estimons la surface minimale de filtration à:

$$\begin{aligned}S &= 0,049 (Q_T) 2 \text{ ans} \\S &= 0,049 (30 \text{ m}^3/\text{d}) 2 \text{ ans} \\S &= 2,94 \text{ m}^2\end{aligned}$$

Une vérification auprès du fournisseur de ces équipements permet de choisir entre quatre préfiltres à tamis de 38 centimètres de diamètre par 1,5 mètre de hauteur et deux préfiltres de type biotube de 20 centimètres de diamètre par 90 centimètres de hauteur effective. Parallèlement, le nombre d'orifices de modulation à prévoir dans ce cas peut être fixé à partir de la figure 5-10.

6.3.2.2

Le traitement des eaux usées

Un terre à sable hors sol (TSHS) est composé d'une partie filtre (aire de la tuyauterie de distribution des eaux) et d'une partie terre (aire totale d'implantation comprenant les pentes de stabilisation).

Le calcul de l'aire du filtre s'établit comme suit:

$$S_{\text{filtre}} = \frac{Q_c}{\text{TCH}} = \frac{30 \text{ m}^3/\text{d}}{0,04 \text{ m/d}}$$

$$S_{\text{filtre}} = 750 \text{ m}^2$$

Maintenant, tenant compte de l'aire additionnelle pour mise au repos périodique (1,5) nous aurions:

$$S_{\text{totale}} = 750 \text{ m}^2 \times 1,5$$

$$S_{\text{totale}} = 1125 \text{ m}^2$$

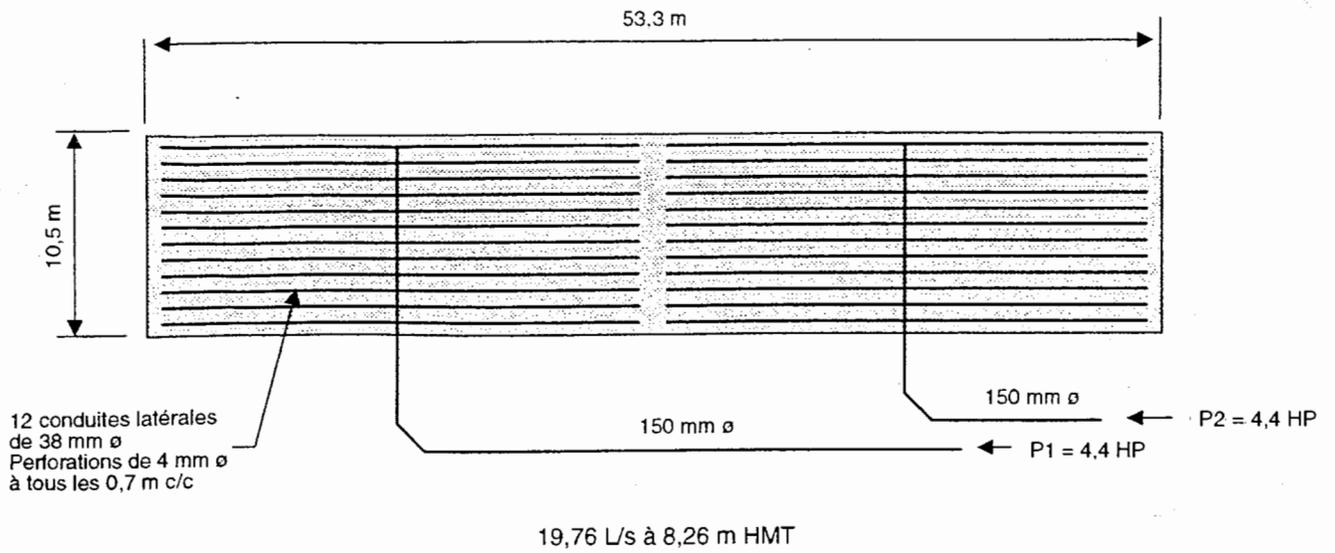
Cette aire totale doit, conformément aux conclusions de l'étude géotechnique, être divisée en deux TSHS couvrant alors chacun une superficie de 560 mètres carrés.

Pour les besoins de la mise au repos périodique, chacun de ces filtres sera fractionné en deux parties, chacune étant alimentée par un réseau SDSFP. Cet arrangement permettra donc l'alimentation de trois sections de 262,5 mètres carrés de filtre en conservant toujours une section d'égale superficie au repos.

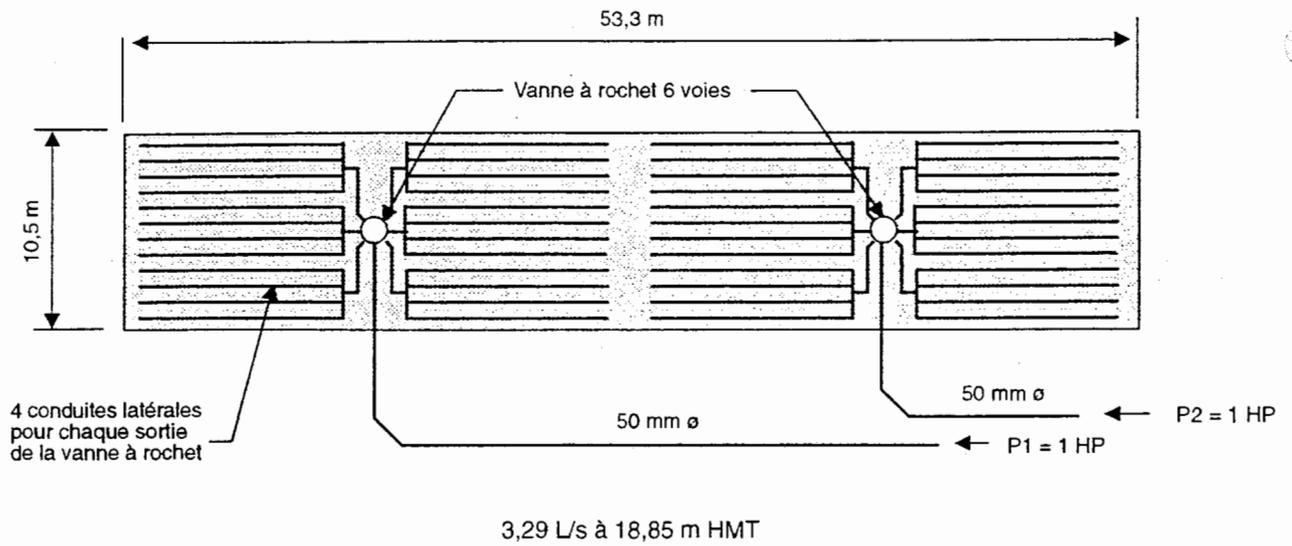
De là, deux possibilités peuvent être envisagées pour la conception du réseau de distribution sous faible pression; la première, traditionnelle, consiste à proposer une CDP télescopique centrale qui alimente à son tour une série de conduites latérales de diamètre uniforme; la deuxième possibilité fait intervenir une vanne à rochet permettant de fractionner les filtres en zones alimentées séquentiellement. La figure 6-8 montre les deux agencements proposés.

Les conditions initiales de conception de ces réseaux sont identiques et conformes aux données suivantes:

1. Diamètre des orifices des conduites latérales : 4 millimètres de diamètre
2. Distance entre les orifices : 0,7 mètre
3. Distance entre les conduites latérales c/c : 1,0 mètre



Scénario 1: sans vanne à rochet



Scénario 2: avec vannes à rochet

Figure 6-8 Le système de distribution avec ou sans vanne à rochet

Les simulations 6.3.1 et 6.3.2 (annexe II) permettent de conclure que:

- 1) La première possibilité offre des conditions de balancement hydraulique nécessitant l'apport de trois unités de pompage pouvant refouler 20 litres par seconde à 8,3 mètres HMT (4,4 HP). Cette option exige également que les conduites de transport entre la station de dosage et les filtres soient de 150 millimètres de diamètre et que la CDP passe ensuite de 100 à 38 millimètres de diamètre.
- 2) La deuxième possibilité nécessite, pour les mêmes caractéristiques de conception, l'apport de trois unités de pompage pouvant refouler 3,28 litres par seconde à 18,9 mètres de HMT (1,0 HP pour chaque pompe). Dans ce cas, la CDP sera de 50 millimètres de diamètre.

De cet exercice, il ressort que l'utilisation de vannes à rochet pour répartir des eaux usées sur une surface de filtration a des conséquences importantes sur la mécanique associée à un réseau SDSFP.

6.4

UN PROJET DE FILTRE INTERMITTENT ENFOUI

Ce projet offre un intérêt particulier sous plusieurs angles. Premièrement, il s'agit d'une réfection d'une installation septique maintenant désuète qui impliquera une réutilisation maximale des équipements civils existants. Deuxièmement, il n'y a aucune source d'énergie électrique disponible au site de traitement; toute filière de traitement des eaux usées devra donc satisfaire les objectifs environnementaux tout en étant soustraite à la nécessité d'apport électrique à ce site.

L'étude d'avant-projet a permis d'identifier que la filière de traitement à retenir est une ISC avec filtre intermittent enfouis (FIE); l'alimentation uniforme de ces FIE s'effectuerait par des siphons doseurs.

6.4.1

Le débit et les charges à traiter

6.4.1.1

Le débit

Le débit de conception des ouvrages existants est de 55 mètres cubes par jour. Les nouveaux raccordements effectués sur le réseau de collecte depuis la construction de l'installation septique communautaire existante sont peu nombreux. D'autre part, une analyse sommaire des débits enregistrés à la station de pompage principale en 1994-1995 établit que ceux-ci ont varié en moyenne au cours de cette période entre 40 et 60 mètres cubes par jour pour une moyenne annuelle de 50 mètres cubes par jour. Des pointes hebdomadaires ont été observées sur de courtes périodes (2 semaines), surtout au printemps et à l'été, et donnèrent lieu à des débits de l'ordre de 60 mètres cubes par jour.

Le procédé retenu pour la réfection devra donc pouvoir traiter un débit moyen journalier de l'ordre de 55 mètres cubes par jour avec un débit de nappe haute de 65 mètres cubes par jour.

6.4.1.2

La charge massique à traiter

Les eaux usées de la municipalité sont typiquement domestiques (aucune industrie); les caractéristiques des eaux à l'effluent du prétraitement (fosse septique) sont de l'ordre de 140 milligrammes par litre pour la demande biochimique en oxygène après cinq jours (DBO_5) et de 90 milligrammes par litre pour la concentration des matières en suspension (MES).

6.4.2

Les objectifs de traitement

Le projet de traitement des eaux usées de la municipalité est assujéti aux objectifs de traitement suivants:

- . DBO₅: 15 mg/L (moy.) - max.: 25 mg/L
- . MES: 15 mg/L (moy.) - max.: 25 mg/L
- . Organismes coliformes fécaux: 50 000/100 ml (moy.) - max.: 100 000 CF/100 ml

Pour satisfaire ces exigences environnementales, tout en conservant le caractère rustique du procédé retenu (optimisation des coûts d'exploitation et d'entretien), il a été convenu et accepté par les parties concernées que la filière de traitement utiliserait l'émissaire existant au ruisseau qui longe le site de traitement. Le procédé comportera deux étapes principales:

1. Traitement primaire sur fosse septique et préfiltres intégrés;
2. Traitement secondaire avancé sur filtre intermittent enfoui (FIE);

L'eau traitée par cette filière rejoindra le ruisseau récepteur pour réintégrer le cycle hydrologique local.

6.4.3

La conception des ouvrages de traitement

6.4.3.1

Localisation

Le plan d'ensemble du traitement (figure 6-9) montre une vue en plan des installations et du futur site d'épuration des eaux usées. Ce secteur est situé approximativement à 10 mètres du ruisseau récepteur. Ce croquis montre également le cheminement des conduites d'égouts en provenance de la station de pompage principale de même que la localisation des principales composantes de la filière de traitement proposée (FIE). Les travaux de réfection prévus dans ce projet comprennent la construction et la mise en oeuvre d'ouvrages de prétraitement incluant la réfection de la fosse septique, par ajout de préfiltres et d'une chambre de répartition, ainsi que des ouvrages de traitement et d'évacuation tels que la construction de filtres intermittents enfouis (FIE). Les filtres intermittents sont construits sur le site même de l'ancien élément épurateur.

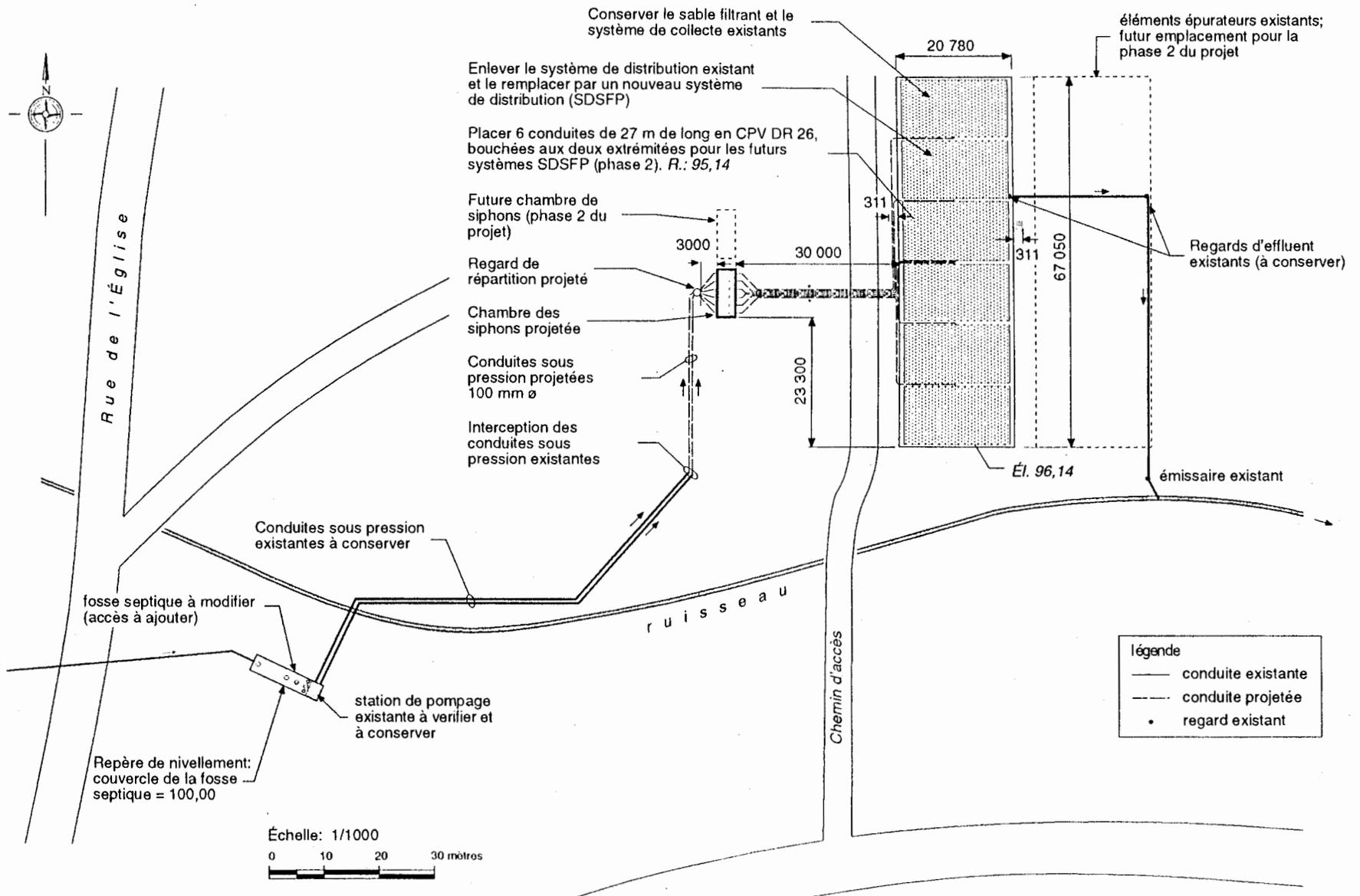


Figure 6-9 Le plan d'ensemble de la filière de traitement

6.4.3.2

Le profil hydraulique

Le diagramme d'écoulement des eaux du procédé retenu (FIE) est montré sur la figure 6-10. Il s'agit d'un profil hydraulique entièrement gravitaire. Il n'y aura donc aucune alimentation électrique à prévoir sur le site de traitement et donc aucun frais d'énergie électrique pour la partie traitement des eaux usées.

L'eau usée brute est d'abord interceptée par la fosse septique existante (90 m³/d effectif) où un prétraitement par décantation statique effectue un premier rabattement de la charge organique et des solides décantables. Une digestion anaérobie des boues décantées s'opère simultanément. Trois préfiltres à tamis sont incorporés dans le deuxième compartiment de la fosse septique; ils auront pour principal effet de régulariser le débit (pointe) à l'intérieur même du décanteur-digesteur et de capter les solides à flottabilité neutre qui autrement seraient évacués à l'effluent.

Des préfiltres, les eaux décantées s'écoulent gravitairement dans la station de pompage principale d'où elles sont refoulées vers l'aire de traitement. Le poste de pompage est muni de deux pompes submersibles. Ces pompes refoulent les eaux usées primaires vers un nouveau regard de répartition; ce regard, spécialement conçu (voir l'exemple de la figure 6-24), pourra répartir les eaux à traiter entre six sorties alimentant chacune un module de dosage, d'infiltration et de traitement.

Du regard répartiteur, les eaux s'écoulent gravitairement vers un des six siphons doseurs de volume prédéterminé tous regroupés dans une chambre de siphons. Chaque siphon est actionné automatiquement ce qui a pour effet de mettre périodiquement en charge hydraulique le réseau de distribution sous faible pression (SDSFP) qui lui est associé.

Chacun des six réseaux SDSFP composant cette filière de traitement alimente une partie de l'élément épurateur. L'eau percolant à travers ces filtres à sable est alors traitée à un niveau secondaire avancé et de là est évacuée vers le ruisseau récepteur via le réseau de collecte existant localisé à leur base.

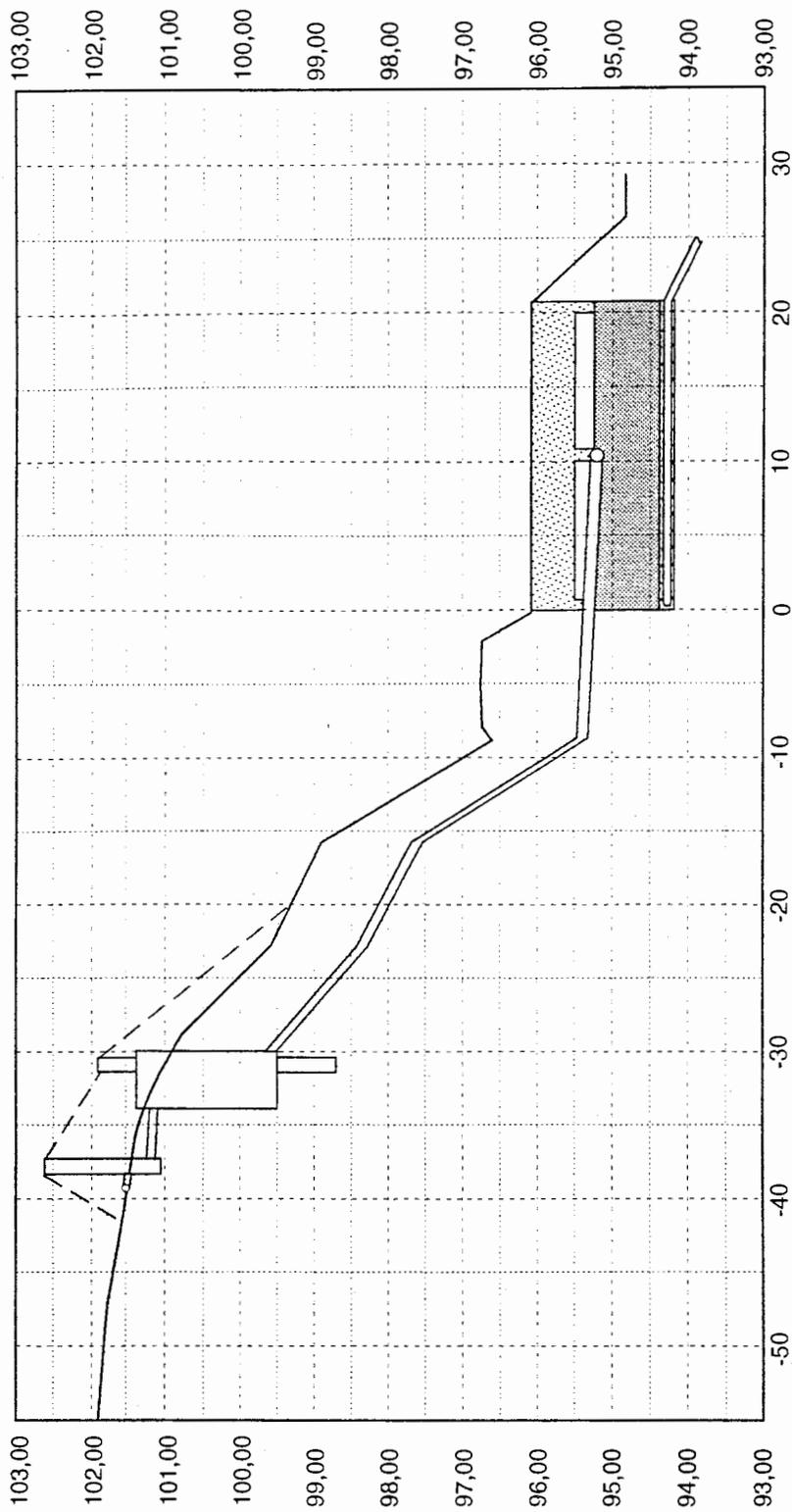


Figure 6-10 Le profil hydraulique

6.4.4

Les critères de conception

6.4.4.1

Le prétraitement (fosse septique)

La fosse septique existante est construite en béton armé et caractérisée par un volume effectif de 90 mètres cubes (40 heures de rétention au débit de conception).

6.4.4.2

Les préfiltres

Un agencement de trois préfiltres à tamis de type biotube est incorporé à la fosse septique. Ces préfiltres sont accessibles via trois nouveaux accès construits à cet effet (figure 6-11). Au débit de conception, ces préfiltres offrent une superficie de filtration suffisante pour un an d'exploitation avant d'être nettoyés au jet d'eau ($S = 0,049 \times 55 \text{ m}^3/\text{d} \times 1 \text{ an} = 2,7 \text{ m}^2$). Un détecteur d'alarme de haut niveau relié au panneau de contrôle signale toute perte de charge excessive à travers les préfiltres et donc un état de colmatage nécessitant leur nettoyage au jet d'eau. Cette opération peut être exécutée en moins de trois heures.

6.4.4.3

La chambre de dosage et d'alimentation

Les travaux de réfection prévoient la mise en place d'une chambre de siphons communautaire en béton préfabriquée d'un volume effectif total de 35 mètres cubes. Cette chambre communautaire est divisée en six compartiments égaux (figure 6-12). Chacun des compartiments est pourvu d'un siphon doseur en CPV de dix centimètres de diamètre pouvant libérer un volume de près de 4,1 mètres cubes à un débit de l'ordre de 14,2 litres par seconde. Chacun des siphons dispose d'un système d'enregistrement d'événements (fonctionnement à pile 9 volts DC) qui permet de suivre les volumes acheminés à chacun des modules de traitement. Parallèlement, une flotte d'alarme de trop plein dans chacune des chambres de dosage active un système d'enregistrement qui signalera à l'opérateur tout problème de fonctionnement des siphons doseurs.

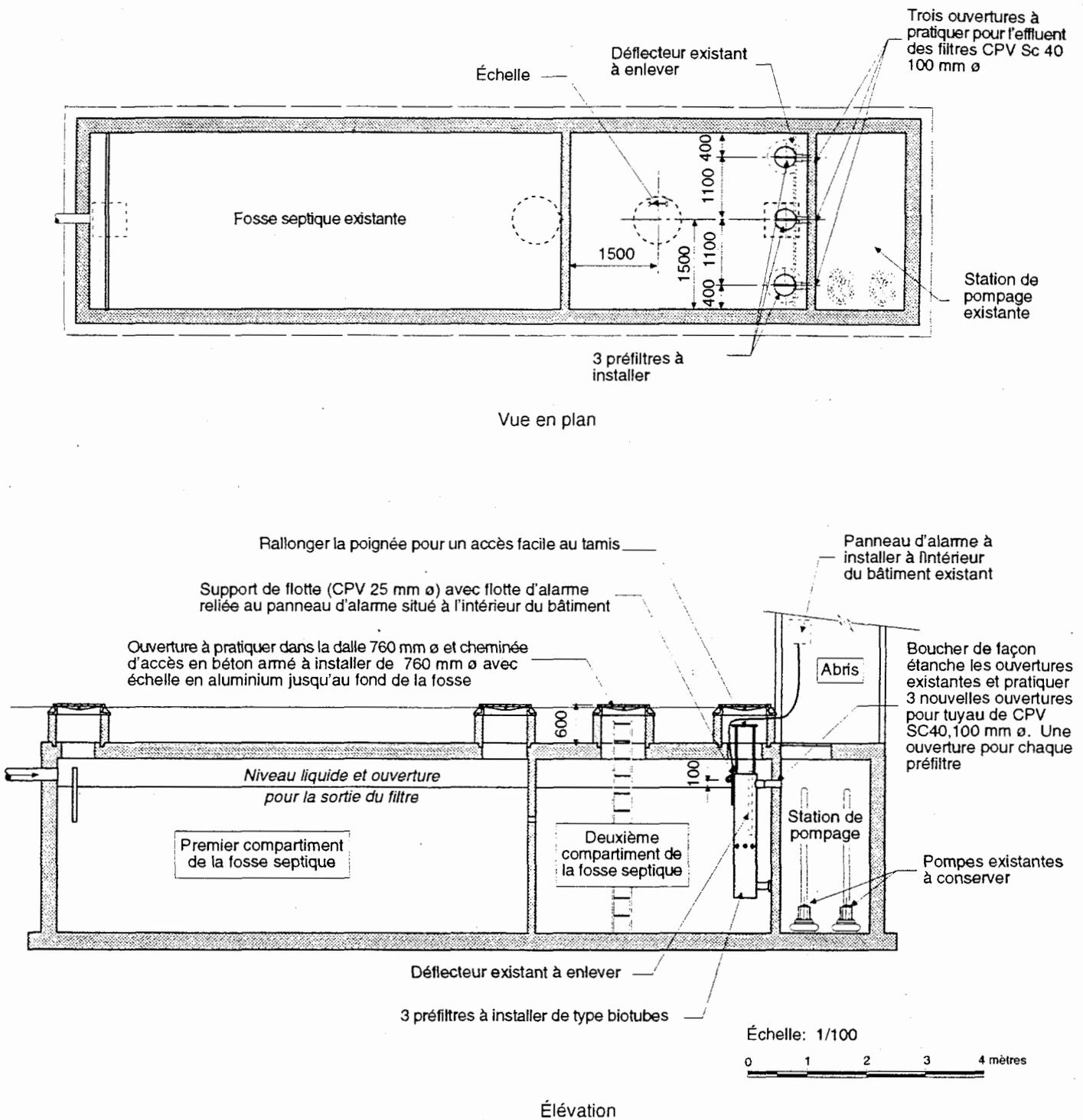
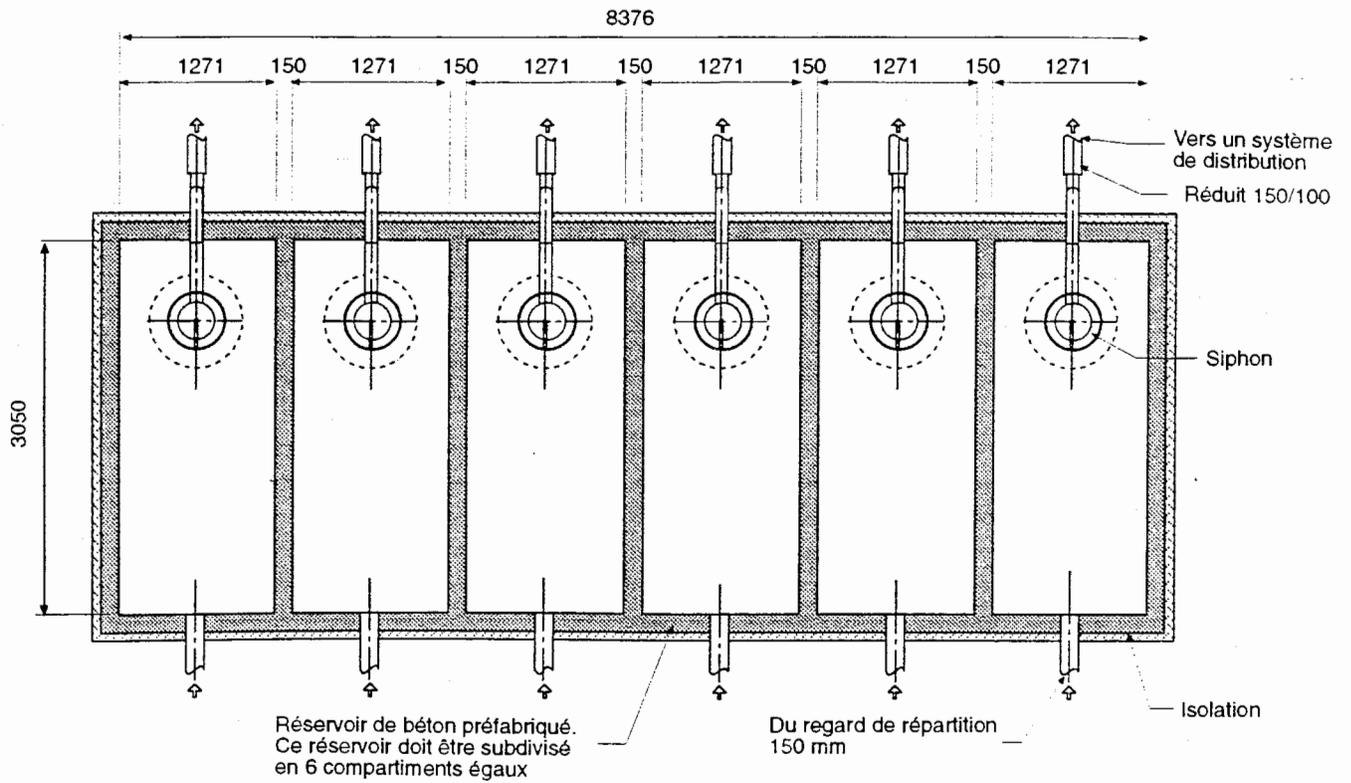
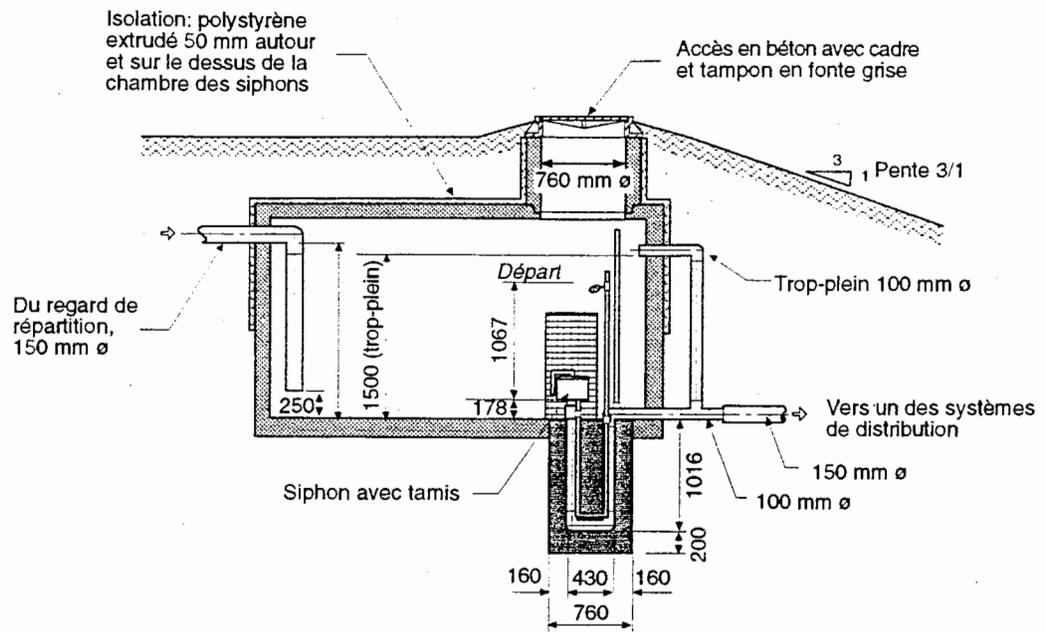


Figure 6-11 La fosse septique modifiée



Vue en plan



Coupe

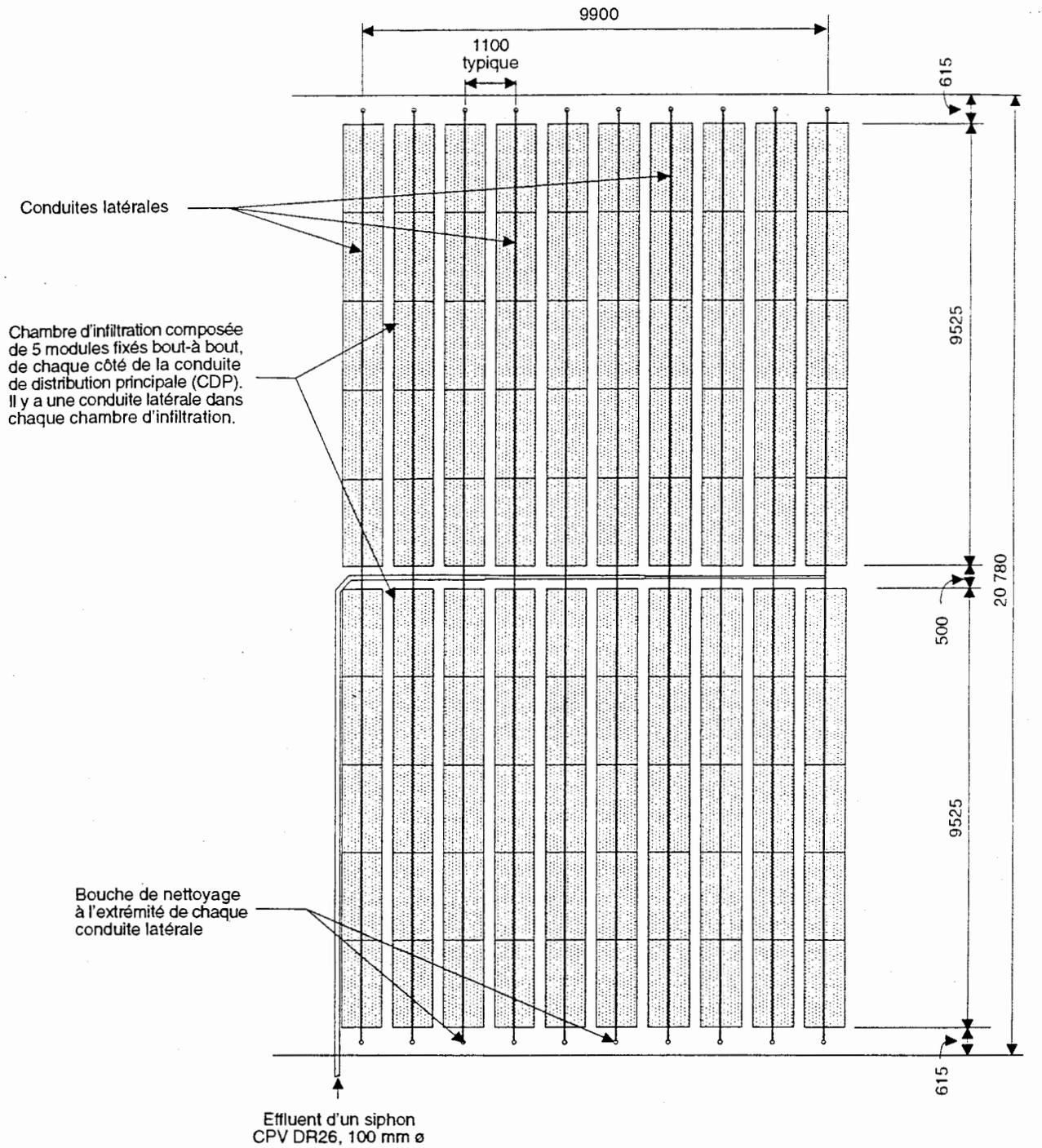
Figure 6-12 La chambre des siphons

6.4.4.4

Les filtres intermittents enfouis (F.I.E.)

Les travaux de réfection utilisent l'aire totale de traitement existante. Cette réfection est essentiellement ciblée sur le remplacement complet du réseau de distribution existant (tuyaux gravitaires de 100 millimètres de diamètre enchassés dans 300 millimètres d'épaisseur de pierres nettes) par un système d'alimentation sous faible pression couplé à un réseau de chambres d'infiltration. L'aire totale de traitement (1400 m²) sera divisée en six parties égales (modules) individuellement alimentées par un réseau sous faible pression (SDSFP). Le détail de construction des réseaux SDSFP est montré sur les figures 6-13 et 6-14; le calcul hydraulique est fourni à l'annexe II (simulation 6.4.1).

Au débit moyen de conception (55 m³/d), chacun des siphons doseurs est actionné deux à trois fois par jour et chacune des doses correspond à une alimentation de deux centimètres d'eau usée à l'interface d'application (4,1 m³/206 m²).



Échelle: 1/750

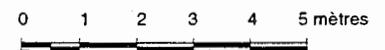
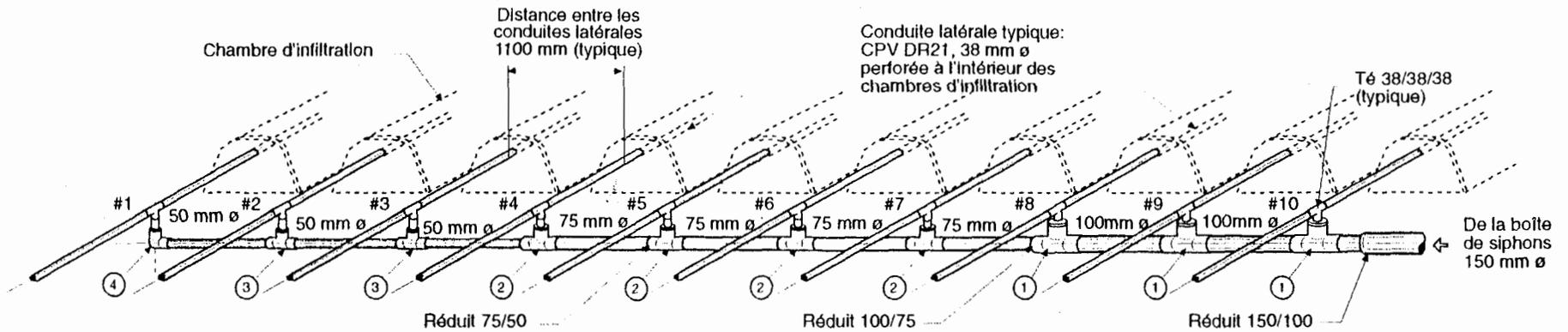


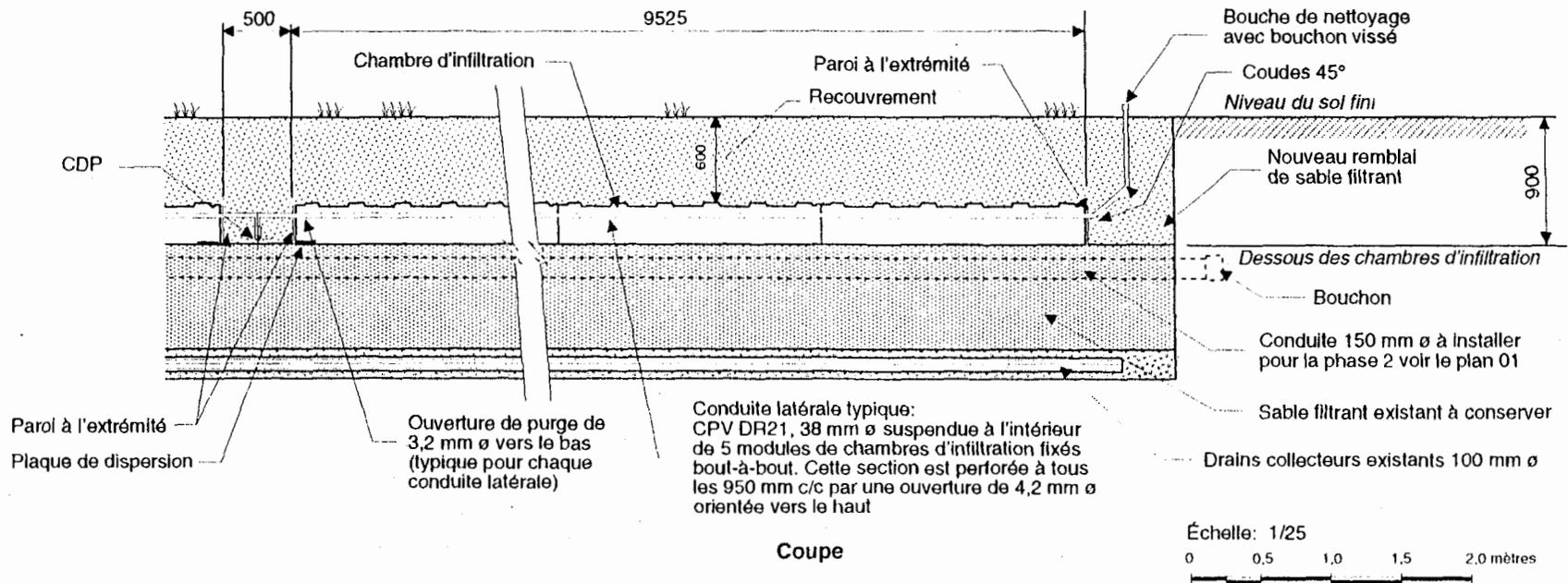
Figure 6-13 Le détail d'un système de distribution typique



- Légende**
- ① Té réducteur 100/100/50 avec réduct 50/38
 - ② Té réducteur 75/75/38
 - ③ Té réducteur 50/50/38
 - ④ Coude 90°, 50 mm ø avec réduct 50/38

CDP télescopique et raccordement des conduites latérales

Aucune échelle



6-14 Le détail de la CDP et coupe de l'élément épurateur

6.5

UN PROJET DE FILTRE INTERMITTENT À RECIRCULATION

Ce projet couvre les travaux de réfection du système d'assainissement des eaux usées d'un complexe résidentiel. Celui-ci peut accueillir un maximum de 109 personnes. L'installation septique existante est du type fosse septique avec élément épurateur communautaire (lit d'infiltration). Cette installation septique est taxée d'importants problèmes de fonctionnement et est actuellement une source de pollution à l'environnement.

Les travaux prévus comprennent la construction et la mise en oeuvre d'ouvrages de prétraitement, de traitement et d'évacuation. L'effluent traité est évacué à un cours d'eau récepteur.

6.5.1

Le débit et les charges à traiter

6.5.1.1

Le débit

Pour les besoins d'un projet de ce type, le débit per capita utilisé est de 250 litres par personne par jour, ce qui correspond à un débit moyen quotidien de l'ordre de 27,5 mètres cubes par jour.

$$Q_c = 109 \text{ personnes} \times 250 \text{ L/pers.-d}$$

$$Q_c = 27,5 \text{ m}^3/\text{d}$$

6.5.1.2

La charge massique

Les activités du complexe résidentiel sont typiquement associées à une génération d'eaux usées domestiques dont les caractéristiques à l'effluent du prétraitement (fosse septique) sont de l'ordre de 140 milligrammes par litre pour la demande biochimique en oxygène après cinq jours (DBO_5) et de 90 milligrammes par litres pour la concentration des matières en suspension (MES).

6.5.1.3

Les objectifs de traitement

Les conditions géotechniques locales et l'espace disponible ne permettent pas d'implanter d'épandage souterrain. Dans cette perspective, les objectifs de traitement visés pour une évacuation de l'effluent traité vers la rivière sont les suivants:

- . DBO₅: 15 mg/L (moy.); 25 mg/L (max.)
- . MES: 15 mg/L (moy.); 25 mg/L (max.)
- . Organismes coliformes fécaux: 50 000/100 ml (moy); 100 000/100 ml (max.)

6.5.2

La conception des ouvrages de traitement

6.5.2.1

Localisation

La figure 6-15 montre une vue en plan des installations à desservir et du futur site d'épuration des eaux usées. Le site est situé approximativement à 110 mètres du complexe résidentiel et à environ 140 mètres de la rivière. Ce croquis montre également le cheminement des conduites d'égouts en provenance des bâtiments actuels de même que les composantes de la filière de traitement proposée (FIR).

6.5.2.2

Le profil hydraulique du procédé retenu (FIR)

L'eau usée brute est d'abord interceptée par la fosse septique communautaire existante où un prétraitement par décantation statique effectue un premier rabattement de la charge organique et des solides décantables. Une digestion anaérobie des boues décantées s'opère simultanément. Deux préfiltres sont incorporés dans le deuxième compartiment de la fosse septique; ils auront pour principal effet de moduler le débit (pointe) à l'intérieur même du décanteur-digesteur et de capter les solides à flottabilité neutre qui autrement seraient évacués à l'effluent. Des préfiltres, les eaux décantées s'écoulent gravitairement dans un réservoir de mélange et de dosage. Ce réservoir reçoit à la fois l'eau primaire issue de la fosse septique et une fraction (normalement entre 60 % et 80 %) du retour du débit acheminé sur les filtres (filtrat recirculé). Pour ce projet, un taux d'application de 5/1 a été retenu. Ce taux de 5/1 signifie que l'eau de la fosse septique sera filtrée cinq fois avant d'être évacuée; pour ce faire, une (1) partie d'eau de la fosse septique est mélangée à quatre (4) parties d'eau filtrée retournée dans le réservoir de mélange; les cinq (5) parties sont dosées sur les filtres, générant une charge hydraulique effective au filtre cinq fois plus élevée que le TCH de conception (effluent fosse septique) de ces derniers (160 L/m²-d). La répartition de l'effluent filtré entre la fraction recirculée (4Q) et la fraction traitée dirigée vers l'évacuation (1Q) est effectuée au moyen d'une vanne à recirculation.

L'eau traitée par les filtres à recirculation est ensuite refoulée dans une conduite de petit diamètre vers la rivière.

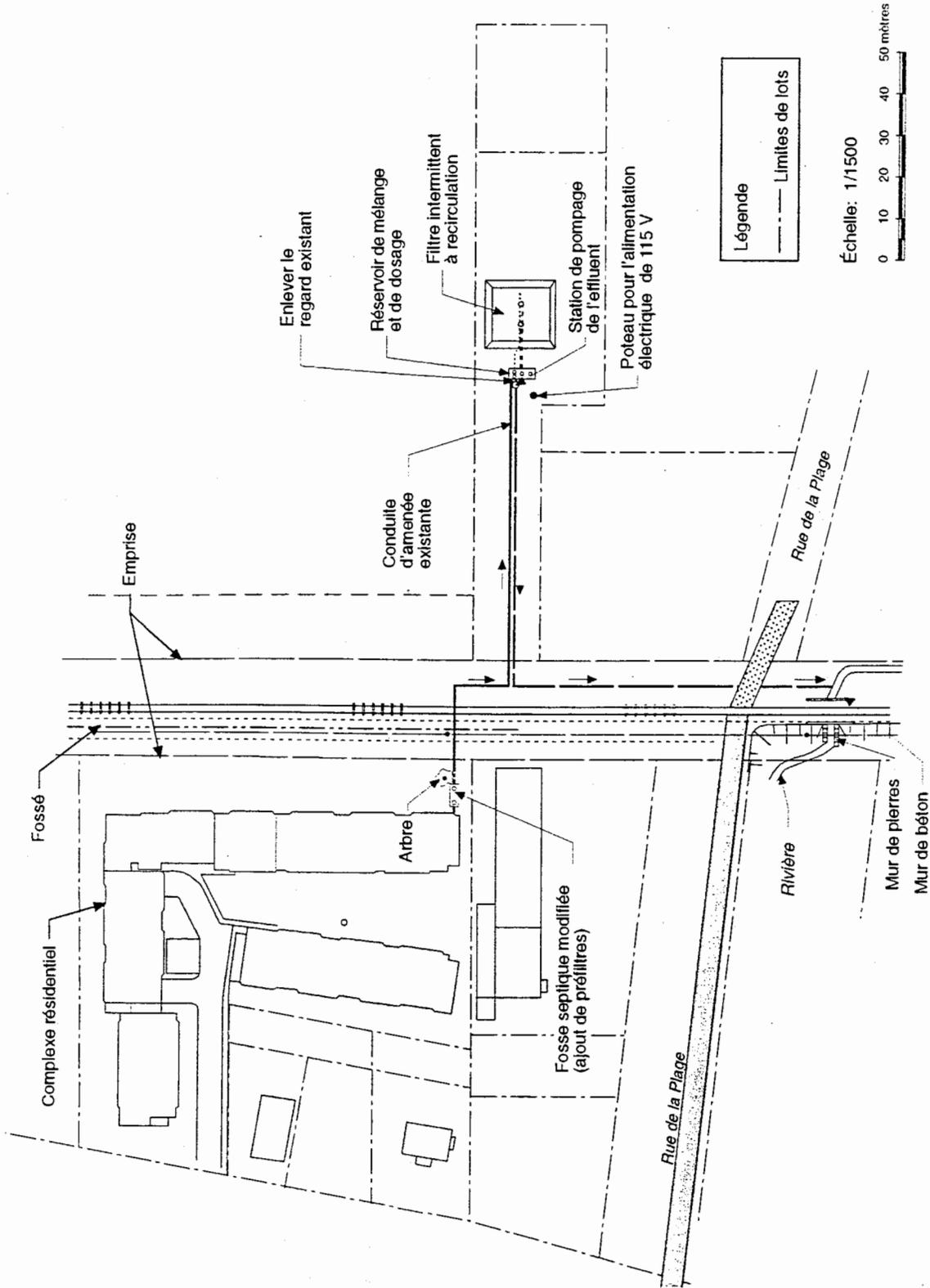


Figure 6-15 Le plan d'ensemble du traitement par filtre intermittent à recirculation

6.5.2.3

Les critères de conception

Le prétraitement (fosse septique)

Objectif	=	temps de rétention de 36 heures à Q_m
$Q_{\text{théorique de conception}}$	=	27,5 m ³ /d
Volume effectif	=	27,5 m ³ /d x 1,5 d = 41,25 m ³

Une fosse septique de 42 mètres cubes est localisée à proximité du bâtiment principal. Cette fosse septique inclut des préfiltres à tamis.

Les préfiltres

Avec un débit quotidien de 27,5 mètres cubes par jour, il faut une superficie de filtration de 2,7 mètres carrés. Un agencement de deux préfiltres à tamis de type biotube (20 cm Ø) permet d'atteindre cet objectif. Ils seront incorporés au deuxième compartiment de la fosse septique et sont accessibles à partir d'un accès avec trappe métallique. Un détecteur d'alarme de haut niveau relié au panneau de contrôle signalera toute perte de charge excessive à travers les préfiltres et donc un état de colmatage nécessitant leur nettoyage au jet d'eau. Cette opération pourra être exécutée en moins d'une heure. Pour un débit de 27,5 mètres cubes par jour, et statuant sur un débit de pointe de 145 litres par minute, la figure 5-10 donne une hauteur de modulation de quinze centimètres avec six orifices d'évacuation de 2,2 centimètres de diamètre (3 orifices par préfiltre).

Le réservoir de mélange et de dosage

Les eaux primaires de la fosse septique sont acheminées à un réservoir de mélange et de dosage constitué d'un réservoir de béton préfabriqué de 21,4 mètres cubes (figure 6-16).

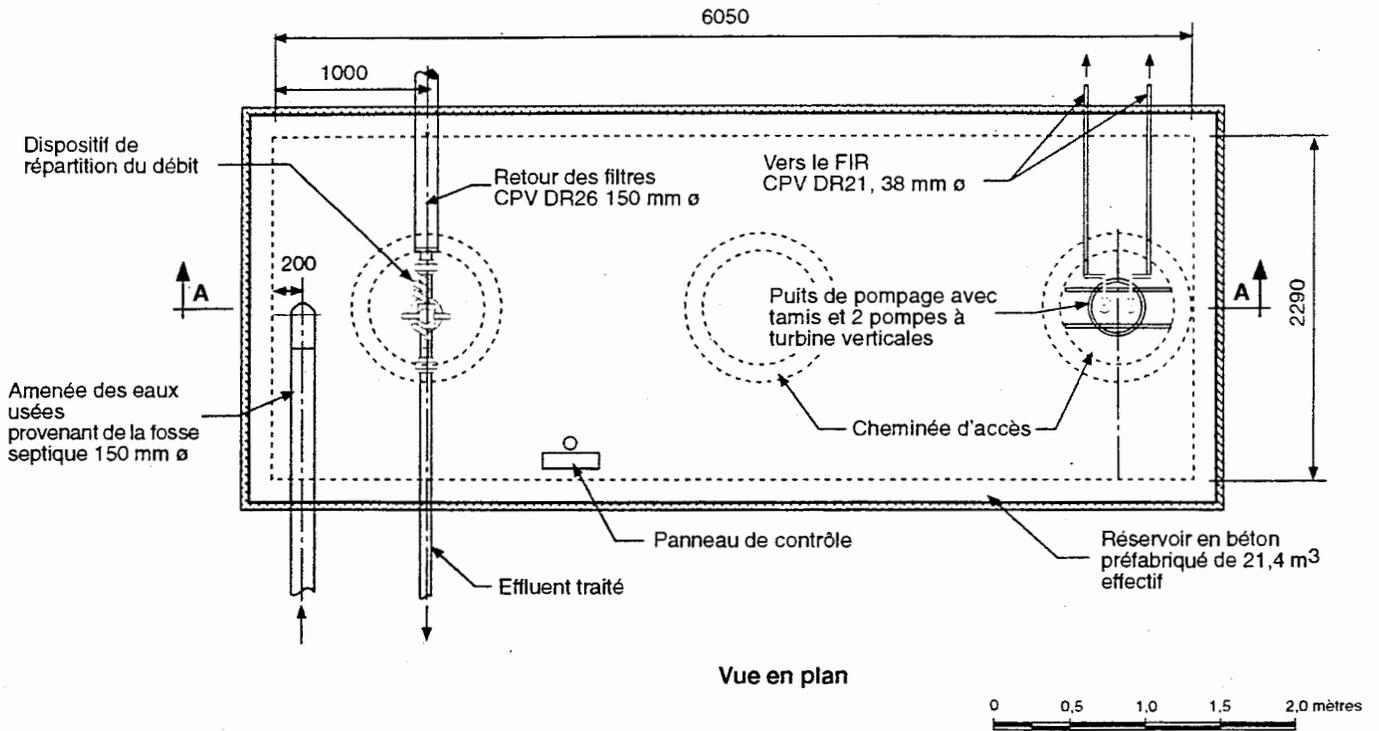
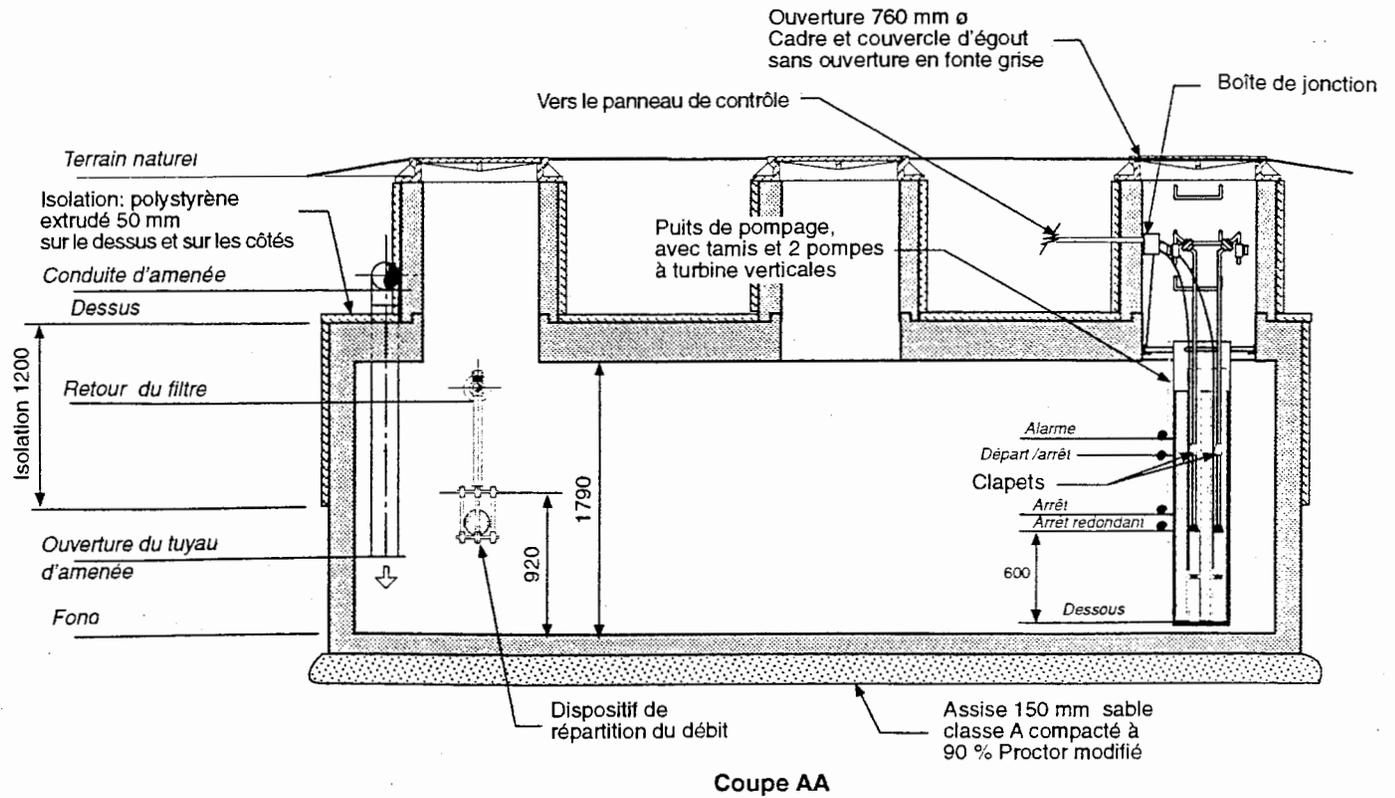


Figure 6-16 Le réservoir de mélange et de dosage pour le FIR

Le volume effectif du réservoir de mélange et de dosage est calculé comme suit:

$$\begin{aligned} \text{Volume}_{\text{effectif minimal}} &= NQ_dP/D \\ \text{ou Volume}_{\text{effectif}} &= \text{Volume efficace du réservoir (m}^3\text{)} \\ Q_d &= \text{débit de conception (m}^3\text{/d)} \\ N &= \text{nombre de cycles de filtration, selon le taux d'application (N/1)} \\ D &= \text{nombre de doses par jour (d}^{-1}\text{)} \\ P &= \text{facteur de pointe} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{d'où: Volume}_{\text{effectif}} &= (5)(27,5) \times (5) / 48 \\ \text{Volume}_{\text{effectif}} &= 14,3 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

En pratique, il est fortement suggéré de prévoir un volume efficace entre 50% et 100% du débit quotidien moyen, soit entre 13,75 et 27 mètres cubes par jour. Le réservoir de mélange et de dosage a un volume intérieur total d'environ 25 mètres cubes; la hauteur liquide sera d'environ 1,3 mètre ce qui donnera un volume liquide de 18 mètres cubes, soit 65% du volume quotidien moyen.

Le réservoir de mélange et de dosage comprend les équipements et dispositifs suivants:

- un tuyau d'amenée des eaux usées, à entrée noyée, situé à proximité du retour des filtres de manière à favoriser le mélange des eaux usées et des eaux filtrées;
- un dispositif de répartition et de recirculation de l'eau filtrée. Ce dispositif reçoit l'eau filtrée par le filtre intermittent à recirculation. Le dispositif répartit l'eau filtrée en cinq parties dont une est évacuée et les quatre autres recirculées. La fraction évacuée est acheminée au poste de pompage adjacent alors que les quatre parties recirculées retournent au réservoir de mélange et de dosage. Ce mécanisme est équipé d'un clapet à bille qui permet de recirculer 100% du débit provenant des filtres (aucune évacuation) lorsque le niveau d'eau dans le réservoir devient bas. Le niveau de la vanne à bille est fixé en fonction de la hauteur d'eau minimale à conserver dans le réservoir pour assurer le fonctionnement adéquat des filtres à recirculation;
- une paire de pompes qui alimentent les filtres à recirculation. Il s'agit de pompes à turbine verticales de 0,5 HP. Ces pompes fonctionnent en alternance; elle alimentent le filtre à un taux de charge hydraulique de 160 litres par mètre carré par jour avec un taux d'alimentation (recirculation) de 5/1. Les départs de pompe sont contrôlés par une minuterie en fonction des séquences d'alimentation recherchées. Chaque pompe devra démarrer 192 fois par jour, soit quatre fois à chaque demi-heure. Un départ de pompe doit permettre d'alimenter une des huit zones du filtre concerné. La calibration hydraulique du système de distribution sous faible pression (simulation 6.5.1 de l'annexe II) montre

qu'un débit de 2,15 litres par seconde à une hauteur manométrique totale de 10,7 mètres permettra de mettre le réseau en charge en respectant les contraintes d'équilibre des hauteurs manométriques résiduelles. Aux taux de charge hydraulique (160 L/m²d) et d'alimentation (5/1) recherchés, les pompes devront fonctionner pendant 2,78 minutes à chaque départ. Le volume pompé par départ et par zone se chiffre à 358 litres;

- un panneau de contrôle duplex avec minuterie programmable;
- un préfiltre pour pompes abritant la paire de pompes. Ce préfiltre qui protège les pompes à turbine comprend un cylindre extérieur, un tamis à mailles de 3,2 millimètres et deux puits de pompage;
- un montage de flottes comprenant une flotte d'alarme (haut niveau), une flotte de départ/arrêt (haut niveau) et deux flottes d'arrêt bas niveau; ces flottes sont reliées au panneau de contrôle des pompes du filtre.

Le filtre à recirculation

Les dimensions du filtre sont établies comme suit:

$$\begin{aligned} S &= Qd / TCH \\ Qd &= 27,5 \text{ m}^3/\text{d} \\ TCH &= 0,160 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-d} \\ S &= 27,5/0,16 = 172 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

L'arrangement montré aux figures 6-17 et 6-18 montre une unité de filtration. Le filtre mesure 12,5 x 13,8 mètres, soit 172,5 mètres carrés. Les éléments de construction se résument aux points suivants:

- un réseau de distribution enchâssé dans 10 cm de gravier de 10 mm \emptyset possédant les mêmes caractéristiques que le milieu filtrant;
- sous le réseau de distribution se trouve un minimum de 90 cm de gravier filtrant possédant les caractéristiques suivantes:
 1. D_{10} :1,0-3,5 mm \emptyset ,
 2. $Cu \leq 2,5$,
 3. Gravier granitique naturel arrondi et lavé;

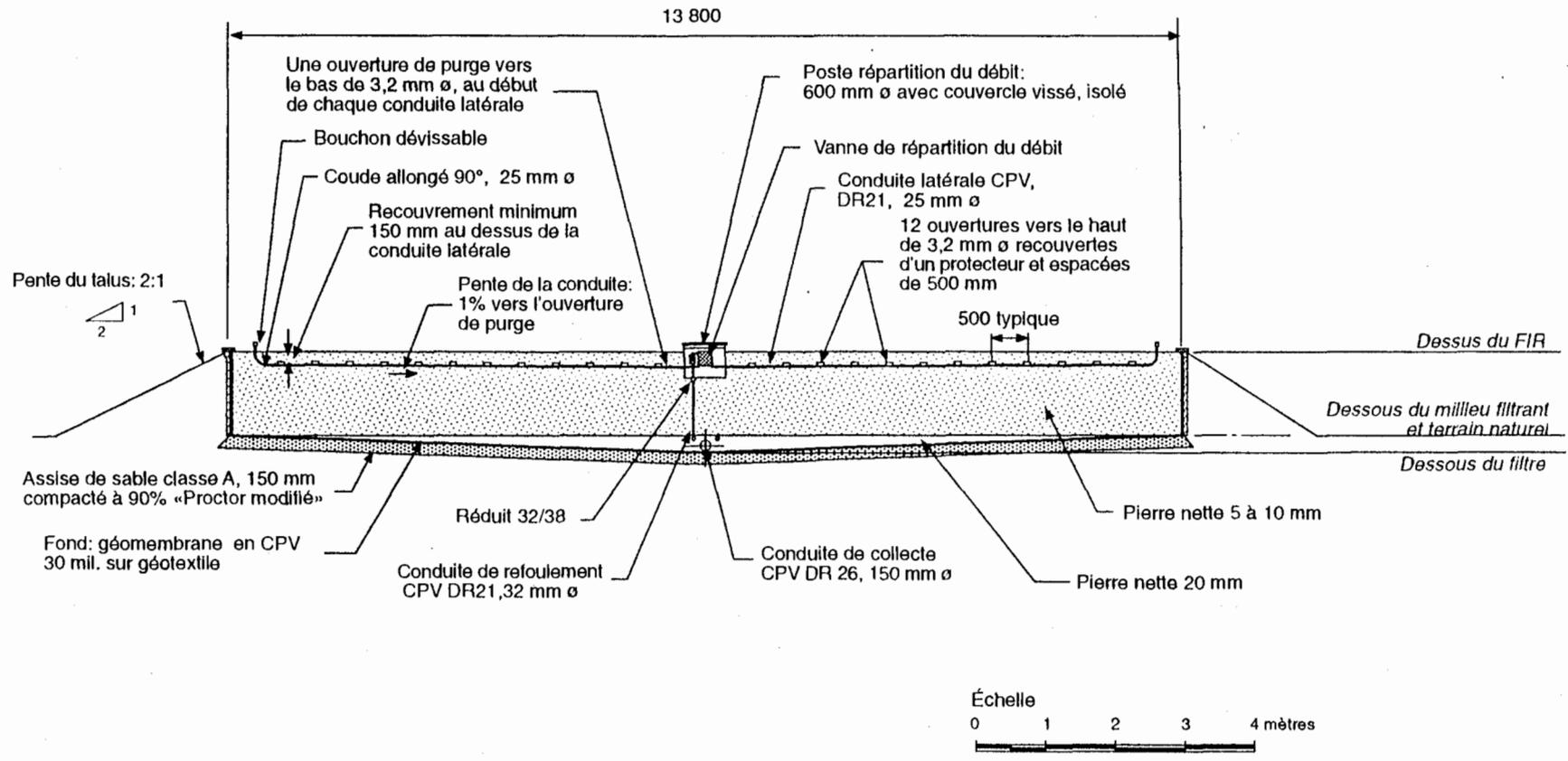


Figure 6-18 La vue en coupe du FIR

- le fond du filtre à recirculation est composé d'un gravier offrant les mêmes caractéristiques que le milieu filtrant mais d'une granulométrie légèrement supérieure $D_{50} \leq 25 \text{ mm } \emptyset$ et $Cu \leq 2,5$. Le fond du filtre offre une pente de 1 % vers la conduite de collecte;
- la conduite de collecte (PVC - DR35) a un diamètre de 150 mm;
- le filtre est entièrement imperméabilisé au moyen d'une géomembrane posée sur un géotextile. La structure des parois verticales supportant cette géomembrane est en contreplaqué (20 mm \emptyset épaisseur);
- toutes les entrées et sorties créées à travers cette géomembrane sont étanches et soudées sur place.

Le système de distribution sous faible pression

Le module de traitement comporte une unité de filtration alimentée par une paire de pompes du réservoir de mélange et de dosage correspondant. Le filtre est divisé en huit zones dont quatre sont alimentées par une pompe et les quatre autres par la deuxième pompe, le tout comme montré à la vue du FIR avec système de distribution (figure 6-17).

À chaque départ de pompe, une seule zone est alimentée. L'alternance de l'alimentation entre les quatre zones d'un même groupe est assurée par une vanne mécanique.

Chaque zone d'alimentation comprend une conduite d'alimentation principale de 2,5 mètres de longueur (DR21, 38 mm \emptyset), six conduites latérales de 5,8 mètres de longueur espacées de 0,5 mètre (DR21, 25 mm \emptyset); chaque conduite latérale est perforée (3,2 mm \emptyset) à tous les 0,5 mètre. Pour obtenir 1,5 mètres de hauteur manométrique résiduelle avec moins de 10% d'écart entre les perforations, le réseau doit être alimenté à 2,15 L/s à 10,7 mètres de hauteur manométrique totale (simulation 6.5.1 de l'annexe II).

L'évacuation de l'eau traitée

L'eau traitée par les futurs F.I.R. est évacuée à la rivière. Des mesures de débit ont été effectuées au mois de juin (période d'étiage) dans le but de vérifier le taux de dilution de l'effluent traité dans ce cours d'eau. Ces mesures furent effectuées au moyen d'un vélocimètre et du calcul des sections de contrôle associées aux points de mesure. Les débits enregistrés à différents points de mesure fluctuent entre 0,164 m³/s et 0,274 m³/s, ce qui donne lieu à un taux de dilution par rapport au débit moyen quotidien de ce projet qui variera en période d'étiage entre 1/500 à 1/800. Quoi qu'il en soit, le MEF fixe ses exigences en fonction d'une évaluation des conditions locales.

L'eau traitée par le FIR s'écoule gravitairement de la vanne à recirculation vers le puits de pompage de l'effluent traité. De là, cette eau est pompée sous faible pression dans une conduite de petit diamètre (50 mm \emptyset) d'une longueur approximative de 150 mètres (DR-26) jusqu'à la rivière.

6.6

LE PROJET DE FILTRE INTERMITTENT À RECIRCULATION AVEC ÉVACUATION DANS LE SOL NATUREL

Ce projet d'assainissement des eaux usées offre un intérêt certain à maints égards. Il s'agit d'un projet au débit relativement important ($150 \text{ m}^3/\text{d}$) où les contraintes de nature environnementale sont maximales, c'est-à-dire qu'il n'y aura aucun rejet toléré en surface ou au cours d'eau.

6.6.1

Le débit et les charges à traiter

6.6.1.1

Le débit

Le débit de conception des ouvrages existants est de 123 mètres cubes par jour (1986). Les nouveaux raccordements effectués sur le réseau de collecte depuis la construction de l'installation septique communautaire existante sont peu nombreux. D'autre part, la municipalité prévoit pour le court terme la construction et le raccordement d'une habitation communautaire pour personnes âgées qui générera environ 10 à 15 mètres cubes par jour d'eaux usées supplémentaires.

Le procédé retenu devra donc pouvoir traiter un débit moyen journalier de l'ordre de $150 \text{ m}^3/\text{d}$ avec un débit de pointe hydraulique de 185 mètres cubes par jour (temps sec).

6.6.1.2

La charge massique à traiter

Les eaux usées de la municipalité sont typiquement domestiques (aucune industrie); les caractéristiques des eaux à l'effluent du prétraitement (fosse septique) sont de l'ordre de 140 milligrammes par litre pour la demande biochimique en oxygène après cinq jours (DBO_5) et de 90 milligrammes par litre pour la concentration des matières en suspension (MES).

6.6.2

Les objectifs de traitement

Ce projet de traitement des eaux usées assujéti à des objectifs de traitement associés au niveau secondaire; cependant, aucun rejet n'étant toléré en surface ou au cours d'eau, l'effluent doit être évacué dans le sol naturel. Parallèlement et pour le débit envisagé (150 m³/d), seul un filtre intermittent à recirculation (F.I.R.) peut constituer l'élément central de ce procédé (voir organigramme). Les objectifs de traitement des FIR ciblent un effluent traité ayant les caractéristiques propres à une évacuation à haut taux de charge hydraulique dans un sol naturel, à savoir:

- . DBO₅: 10 mg/L (moy.)
- . MES: 10 mg/L (moy.)
- . Organismes coliformes fécaux: 50 000/100 ml (moy.)

Le procédé opère en trois étapes principales:

1. Traitement primaire sur fosse septique et préfiltres intégrés;
2. Traitement secondaire avancé sur filtre intermittent à recirculation (F.I.R.);
3. Évacuation dans le dépôt de sol sableux naturel à proximité du secteur de traitement.

L'eau traitée par cette filière rejoindra l'aquifère de surface pour réintégrer le cycle hydrologique local.

6.6.3

Vérification du potentiel d'évacuation d'une eau traitée (secondaire avancé) pour le site retenu

Cette filière de traitement des eaux usées ne peut être retenue que si les conditions géotechniques locales satisfont l'évacuation *in situ* de 150 mètres cubes par jour d'eau traitée.

Le mandat géotechnique doit évidemment s'ajuster à cette contrainte de manière à définir précisément la faisabilité de cette option d'évacuation sur place dans le sol naturel des eaux traitées par les futurs F.I.R.

6.6.3.1

La méthodologie

La méthodologie retenue pour ce mandat se fonde principalement sur l'observation et la caractérisation du milieu naturel (stratigraphie des dépôts meubles) et de son comportement en conditions d'écoulement saturé - non-saturé. Pour établir ce constat *in situ*, le protocole de réalisation suivant a été retenu:

1. Effectuer une vingtaine de puits d'exploration le long de transects définis de manière à statuer sur les discontinuités horizontales des textures du sol en place, et sur de possibles conditions limites de conductivité hydraulique qui pourraient donner lieu à des problèmes d'écoulement en aval de l'aire d'évacuation des eaux ou à un effet de remontée excessive de la nappe d'eau souterraine à cet endroit;
2. Réaliser une vingtaine d'essais de conductivité hydraulique en conditions saturées au moyen d'un perméamètre sur les différentes strates ou textures de sol;
3. Recueillir des échantillons de sol-type et procéder à leur analyse granulo-sédimentométrique.

Les données ainsi obtenues permettent de procéder à une analyse des résultats et de produire un rapport d'expertise.

6.6.3.2

Les relevés in situ

La figure 6-19 montre la localisation des cinq transects et des puits d'exploration qui leur sont associés. Parallèlement, la figure 6-20 montre une coupe stratigraphique à l'échelle de deux de ces transects et positionne le niveau du terrain naturel et du fond des puits d'exploration de ces transects.

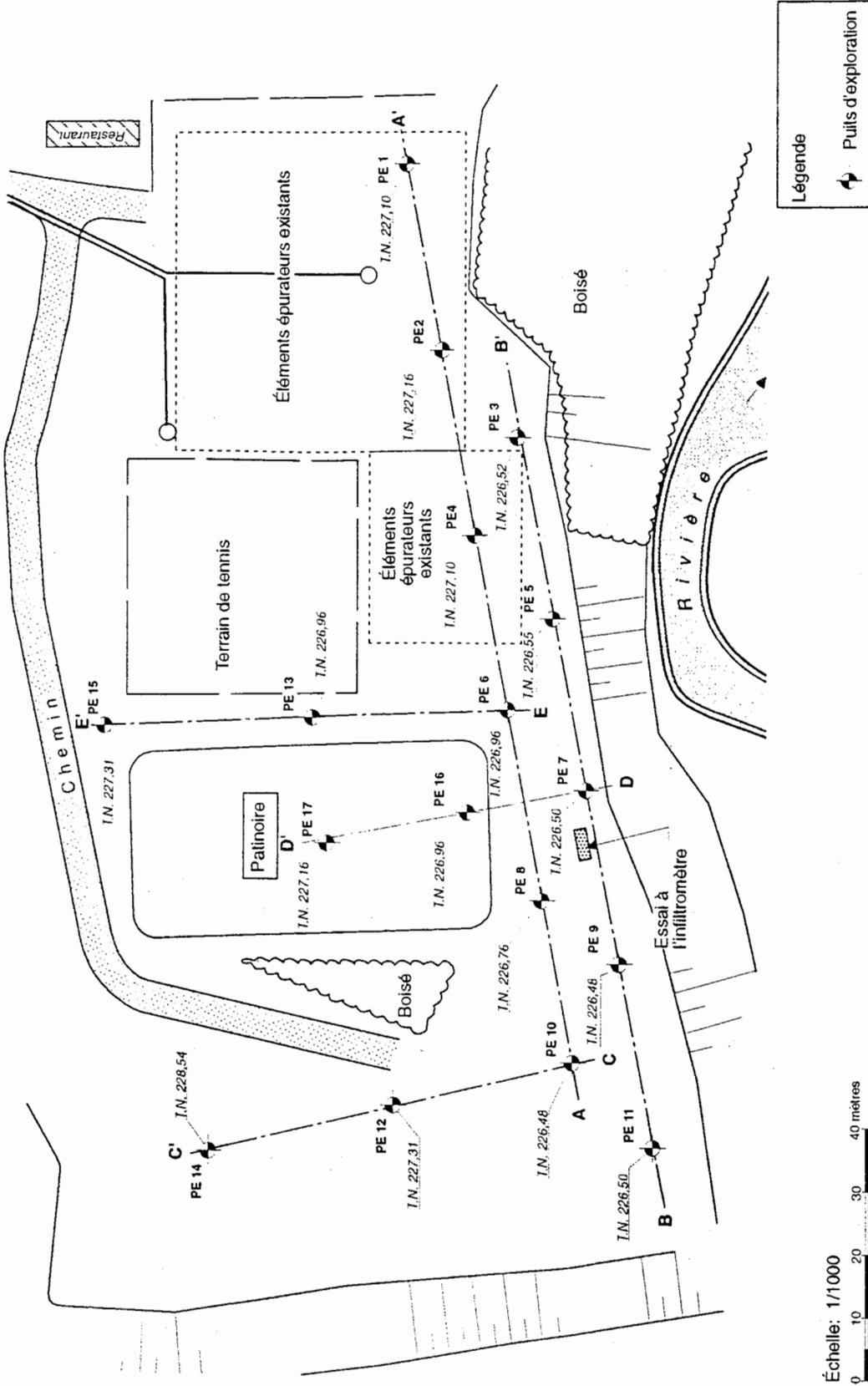
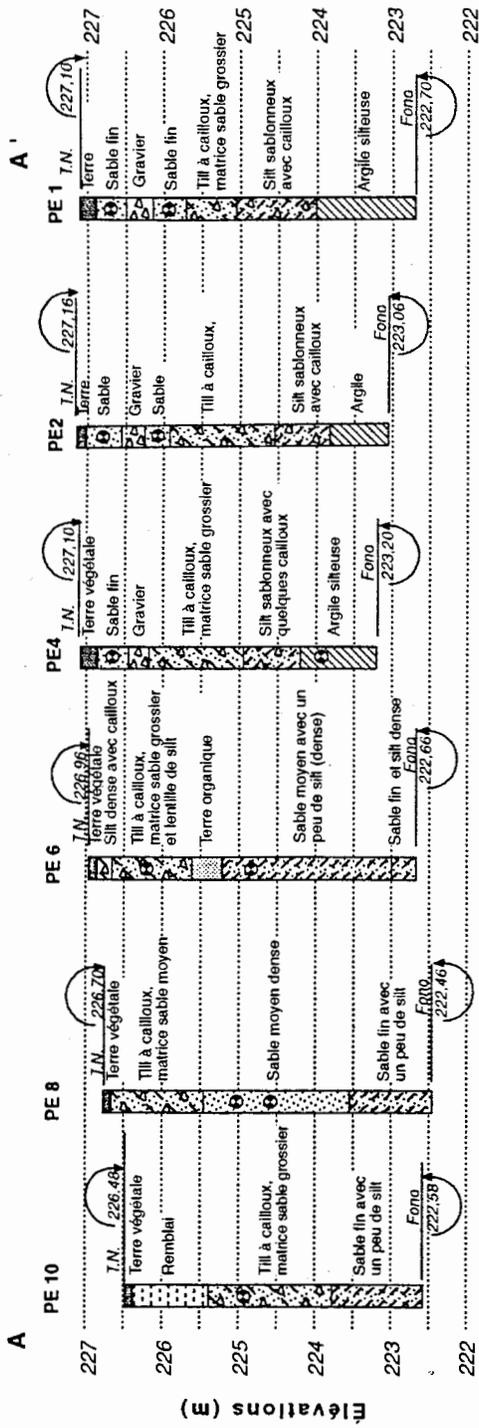
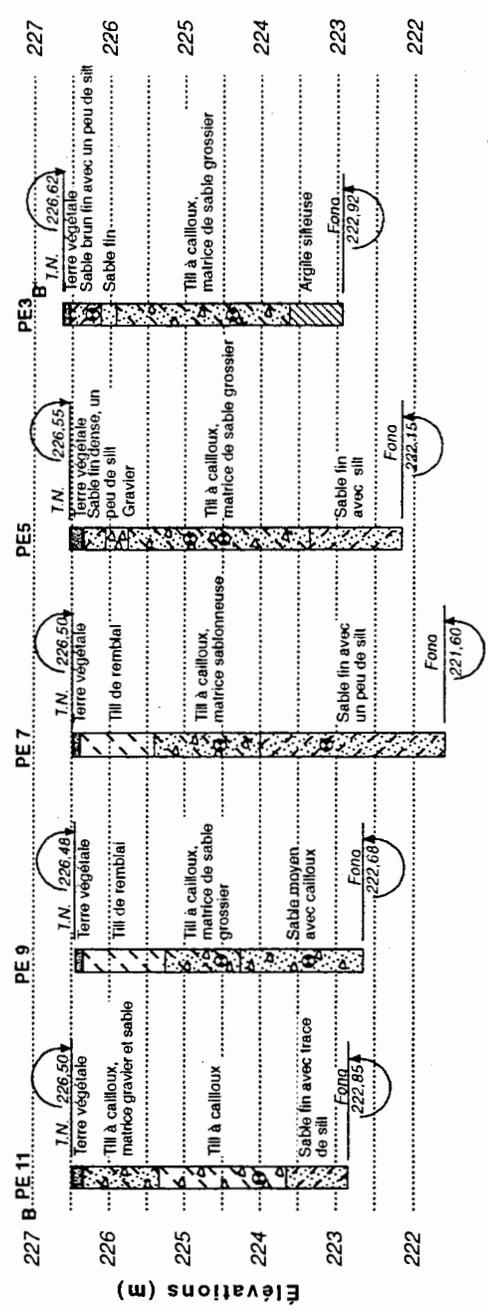


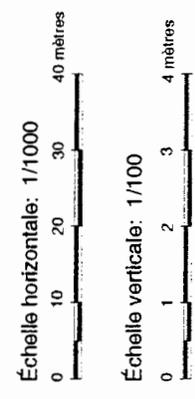
Figure 6-19 L'emplacement des puits d'exploration pour l'évacuation des FIR



Le profil du terrain suivant l'axe AA'



Le profil du terrain suivant l'axe BB'



Légende

- Localisation des essais au perméamètre

Figure 6-20 La coupe stratigraphique suivant les axes AA' et BB'

De ces éléments d'information, nous pouvons établir le constat suivant:

1. Les premiers trois mètres de sol sont généralement caractérisés par des textures de sol qui vont de perméable à très perméable;
2. Les textures varient stratigraphiquement (plan vertical) mais également dans le plan horizontal; elles vont généralement du sable au till à cailloux à matrice sableuse, pour revenir au sable en profondeur. Seule l'aire occupée par l'ancien élément épurateur fait exception à cette définition car, dans ce cas, une limite de perméabilité (silt argileux à argile silteuse) se présente à plus de trois mètres de profondeur;
3. Le pendage stratigraphique de ces textures de sol est très variable mais montre localement des micro-secteurs plus homogènes à fort pendage;
4. La nappe phréatique n'a été atteinte dans aucun des puits d'exploration et aucun indice de sa présence n'a été observé;
5. L'important ravin (parallèle à l'axe BB') donnant accès à la rivière crée de toute évidence un effet de rabattement très significatif d'un possible niveau saturé à cet endroit, sachant que ces textures sont perméables à fortement perméables;
6. Les essais de conductivité hydraulique en conditions saturées réalisés au moyen d'un perméamètre à haute vitesse «Tresco» s'étalent sur un log de conductivité hydraulique passant de $K = 8E-3$ cm/s à $K = 3E-1$ cm/s . Le tableau 6-4 donne les résultats détaillés de ces essais.

Tableau 6-4

Les résultats des essais de conductivité hydraulique

Essais	Profondeur (m)	Texture	K (cm/s)
P1 K _H 1	-0,60	Sable fin	5×10^{-2}
P1 K _H 2	-1,20	Sable fin	8×10^{-2}
P2 K _V 1	-1,50	Sable fin	6×10^{-2}
P2 K _H 2	-0,50	Sable fin	5×10^{-2}
P3 K _V 1	-0,40	Sable fin avec un peu silt	8×10^{-3}
P3 K _V 2	-2,50	Till à cailloux	9×10^{-2}
P4 K _H 1	-0,60	Sable fin	4×10^{-2}
P4 K _V 1	-3,10	Argile silteuse	1×10^{-5}
P5 K _H 1	-1,50	Till à cailloux	1×10^{-1}
P5 K _V 1	-2,00	Till à cailloux	1×10^{-2}
P6 K _H 1	-0,90	Till à cailloux	1×10^{-1}
P6 K _V 1	-2,10	Sable moyen	9×10^{-2}
P7 K _H 1	-2,00	Till à cailloux	3×10^{-1}
P7 K _H 2	-3,50	Sable fin avec un peu silt	2×10^{-2}
P8 K _H 1	-1,30	Sable moyen dense	9×10^{-3}
P8 K _V 1	-2,00	Sable moyen	1×10^{-2}
P9 K _V 1	-2,00	Till à cailloux	5×10^{-2}
P9 K _H 1	-3,10	Sable moyen	8×10^{-2}
P10 K _H 1	-1,50	Till à cailloux	2×10^{-2}
P11 K _H 1	-2,00	Till à cailloux	7×10^{-2}

6.6.3.3

L'analyse des résultats

À partir des éléments d'information recueillis sur le terrain, le potentiel d'écoulement à l'aval de la zone d'évacuation des eaux traitées a été vérifié.

La figure 6-21 montre une vue en plan de l'aire d'évacuation proposée. Les tranchées d'évacuation sont conçues pour un taux de charge hydraulique de 0,3 mètre par jour; ce taux de charge correspond à environ sept fois le taux de charge recommandé pour l'infiltration d'eaux usées dans ce type de sol (40 L/m²-d). Sur l'aire totale d'évacuation, incluant l'espace entre les tranchées, le taux de charge hydraulique est d'environ 0,11 m/d. L'aire d'évacuation est perpendiculaire au gradient hydraulique local. Un gradient local de 0,03 peut être associé à la présence du ravin. La section de contrôle en aval de cette aire d'évacuation (170 m x 2 m) combinée à la perméabilité moyenne de l'horizon d'évacuation ($K = 52$ m/d) et au gradient local ($i = 0,03$) montre une capacité moyenne d'évacuation de ce site de l'ordre de 450 mètres cubes par jour; ce qui est supérieur au débit de conception de ces ouvrages (150 m³/d).

L'expertise géotechnique montre que le site retenu comme aire d'évacuation des eaux traitées offre un excellent potentiel pour évacuer les eaux traitées dans des conditions favorables de recharge de nappe. Pour ce qui est des critères de conception des ouvrages, le laboratoire de sol recommande un taux de charge hydraulique à long terme de l'ordre de 0,3 mètre par jour, immobilisé sur une superficie totale d'implantation de 1500 mètres carrés. L'aire d'évacuation doit être constituée d'une série de tranchées d'évacuation alimentées sous faible pression de manière à s'assurer de la répartition uniforme de l'eau traitée. La profondeur des tranchées sera fixée de manière à bénéficier de l'horizon optimal de ces secteurs d'évacuation.

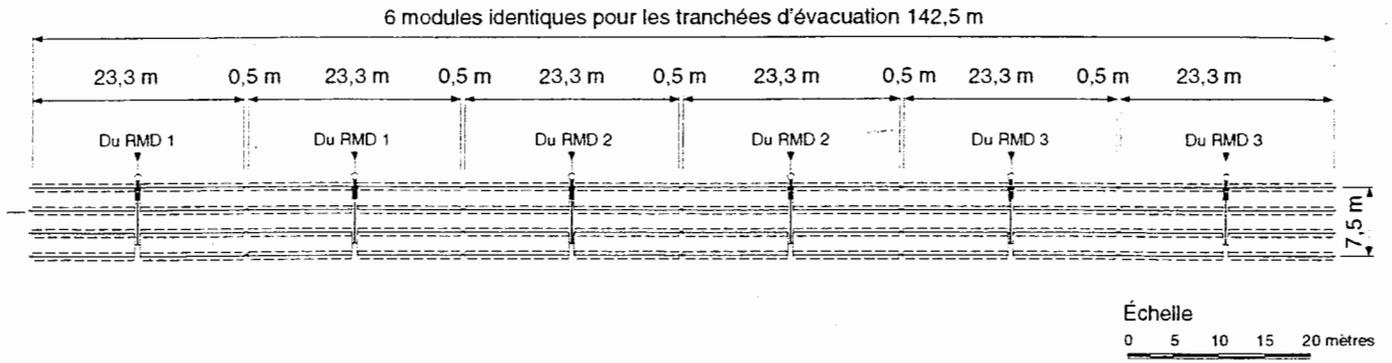
6.6.4

La conception des ouvrages de traitement

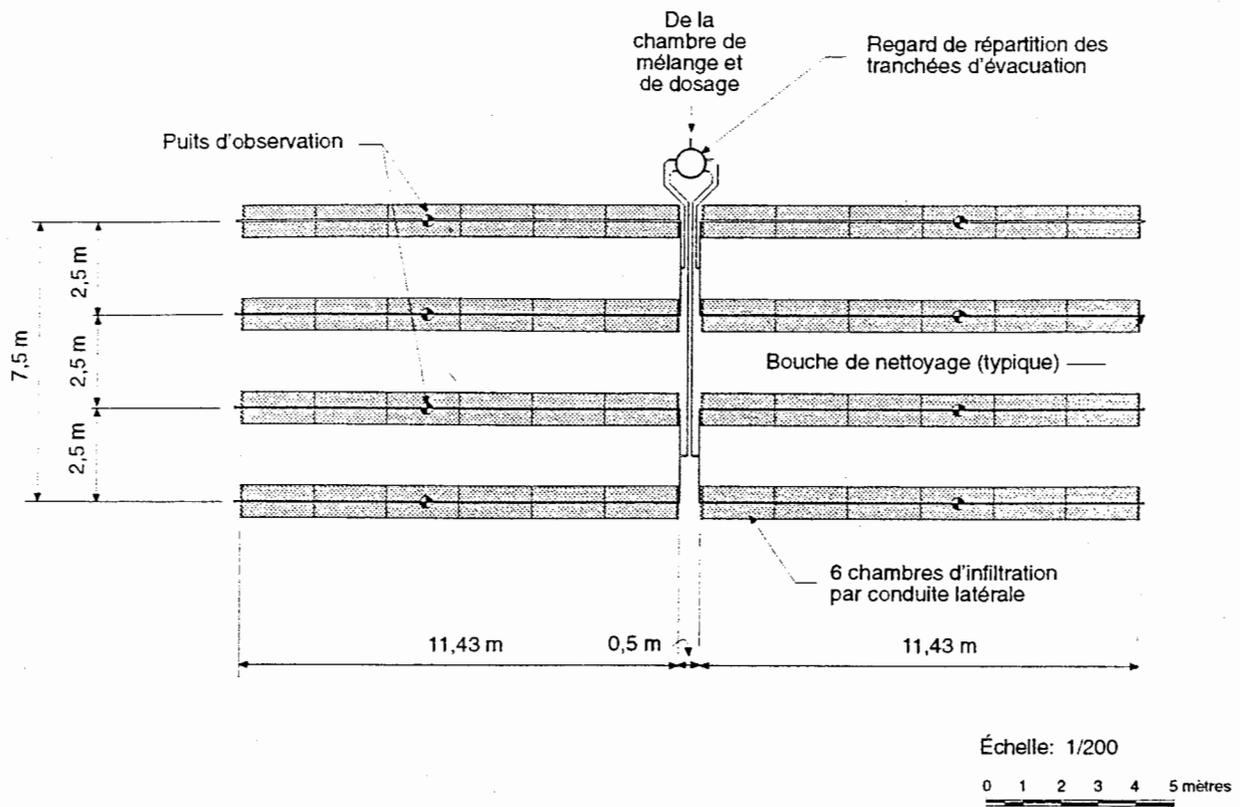
6.6.4.1

Localisation

Le plan d'ensemble du traitement (figure 6-22) montre une vue en plan des installations et du futur site d'épuration des eaux usées. Ce secteur est situé approximativement à 60 mètres de la rivière. Ce croquis montre également le cheminement des conduites d'égouts en provenance de la station de pompage principale de même que la localisation des principales composantes de la filière de traitement proposée (FIR).



Le plan d'ensemble des tranchées d'évacuation et de la conduite de drainage



Vue en plan d'un module d'évacuation

Figure 6-21 Les tranchées d'évacuation

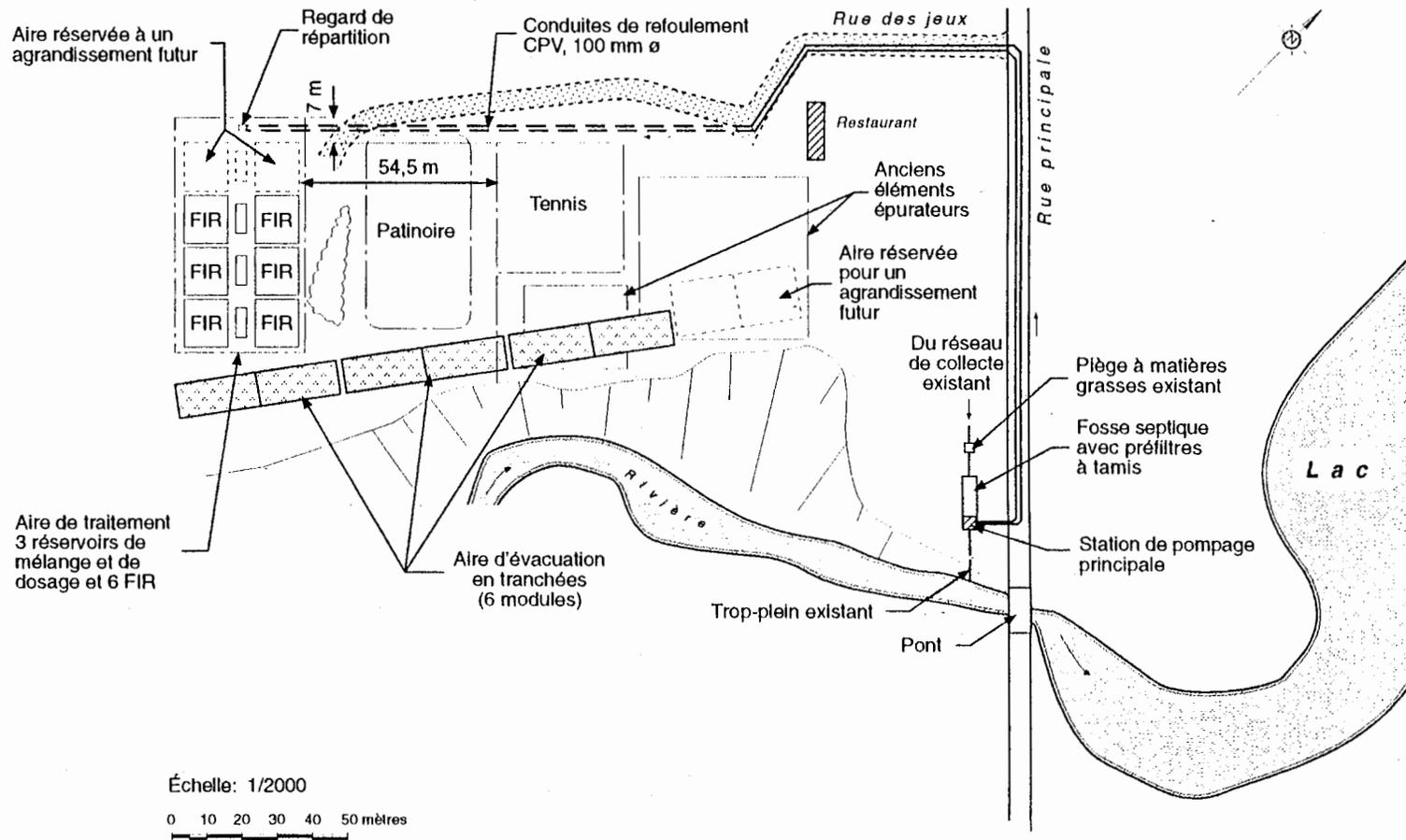


Figure 6-22 Le plan d'ensemble du traitement avec FIR et évacuation dans le sol

6.6.4.2

Le profil hydraulique du procédé retenu (F.I.R.)

Le diagramme d'écoulement des eaux du procédé retenu (F.I.R.) est montré sur la figure 6-23. L'eau usée brute est d'abord interceptée par la fosse septique existante (122 m³ effectif) où un prétraitement par décantation statique effectue un premier rabattement de la charge organique et des solides décantables. Une digestion anaérobie des boues décantées s'opère simultanément. Trois préfiltres sont incorporés dans le deuxième compartiment de la fosse septique; ils auront pour principal effet de régulariser le débit (pointe) à l'intérieur même du décanteur-digesteur et de capter les solides à flottabilité neutre qui autrement seraient évacués à l'effluent.

Des préfiltres, les eaux décantées s'écoulent gravitairement dans la station de pompage principale d'où elles sont refoulées vers l'aire de traitement. Le poste de pompage est muni de deux pompes submersibles pouvant refouler 10,7 litres par seconde à 19,0 mètres de hauteur manométrique totale. Une vérification *in situ* en avril 1992 a montré un débit de 13 litres par seconde à 15,4 mètres de HMT.

Le traitement est subdivisé en trois modules d'une capacité moyenne de traitement de 55 m³/d chacun. Les eaux provenant de la station de pompage principale sont réparties entre les modules de traitement à travers une structure spécialement conçue à cet effet (figure 6-24). Chaque module de traitement comprend un réservoir de mélange et de dosage (RMD) et deux filtres à recirculation (FIR); ceux-ci sont subdivisés en zones alimentées successivement.

De la structure de répartition, les eaux s'écoulent dans un des trois réservoirs de mélange et de dosage. Chaque réservoir reçoit à la fois l'eau primaire issue de la fosse septique et une fraction (normalement entre 60 % et 80 %) du retour du débit acheminé sur les filtres (filtrat recirculé). Pour ce projet, un taux d'application de 5/1 a été retenu. Ce taux de 5/1 signifie que l'eau de la fosse septique sera filtrée cinq (5) fois avant d'être évacuée; pour ce faire, une (1) partie d'eau de la fosse septique est mélangée à quatre (4) parties d'eau filtrée retournée dans le réservoir de mélange; les cinq (5) parties sont dosées sur les filtres, générant une charge hydraulique effective au filtre cinq fois plus élevée que le TCH de conception (effluent fosse septique: 160 L/m²-d). La répartition de l'effluent filtré entre la fraction recirculée et la fraction traitée dirigée vers l'évacuation est effectuée au moyen d'une vanne de répartition et de recirculation.

L'eau traitée par les filtres à recirculation est ensuite dosée à haut taux de charge hydraulique (0,3 m/d) dans des tranchées d'évacuation construites à faible profondeur. L'eau traitée est ainsi réintégrée au milieu naturel où elle subira un polissage tertiaire avant de rejoindre l'aquifère de surface et éventuellement le réseau hydrographique.

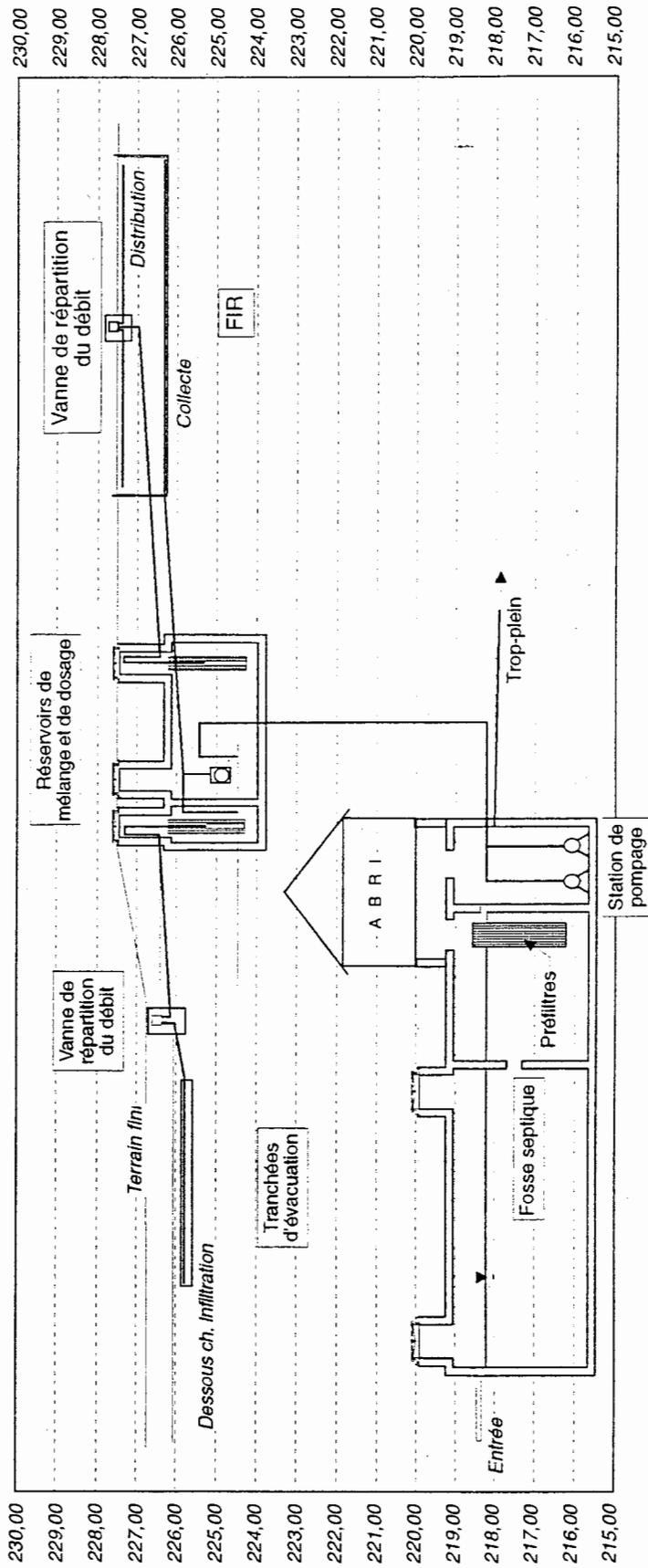
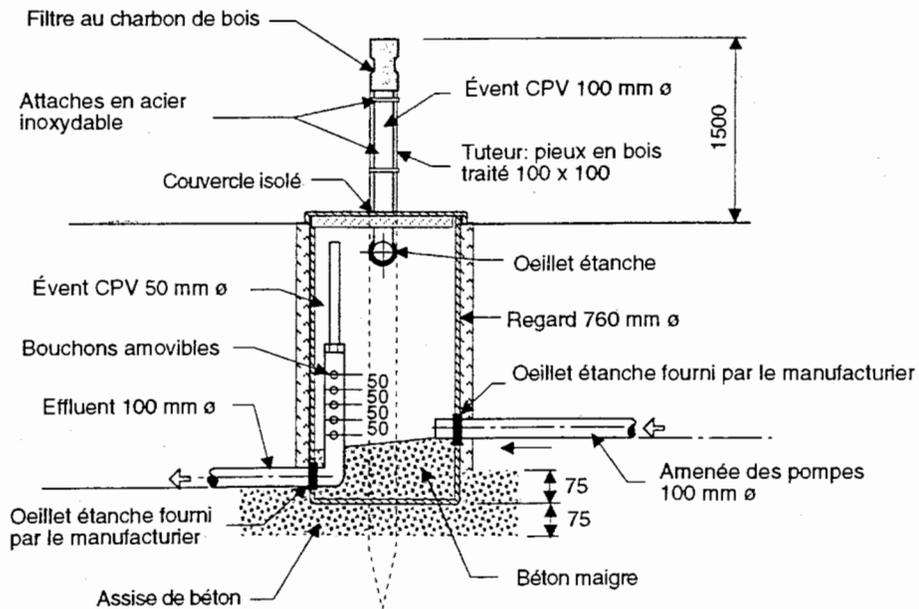
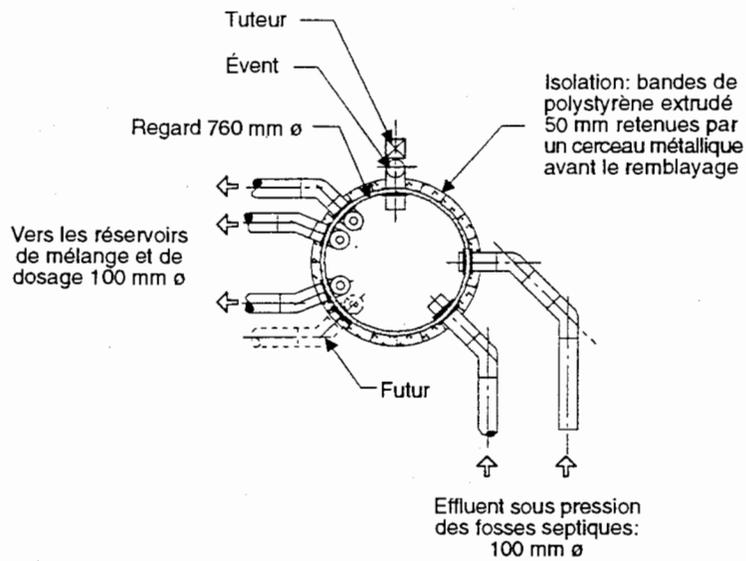


Figure 6-23 Le profil hydraulique du traitement avec FIR



Vue en coupe



Vue en plan

Note
 Les ouvertures dans le tuyau d'effluent de même que ceux d'entrée et de sortie du regard sont percés à l'usine

Échelle 1/40:
 0 0,5 1,0 1,5 2,0 mètres

Figure 6-24 Le détail du regard de répartition

Le fractionnement du procédé en trois modules identiques (capacité moyenne de 50 mètres cubes chacun) et le principe de l'alimentation par zone offrent les avantages majeurs suivants:

1. Optimisation de la mécanique de procédé;
2. Meilleure flexibilité au niveau de l'exploitation et de l'entretien.

6.6.4.3

Le prétraitement (fosse septique)

Une fosse septique en béton armé a été coulée sur place. Cette fosse septique offre un temps de rétention hydraulique de l'ordre de 36 heures au débit de conception (150 m³/d). Elle a donc un volume effectif de 225 mètres cubes. Cette fosse septique offre une géométrie structurale intéressante avec son rapport longueur/largeur égal à 3,2 et sa profondeur liquide de 2,7 mètres.

6.6.4.4

Les préfiltres

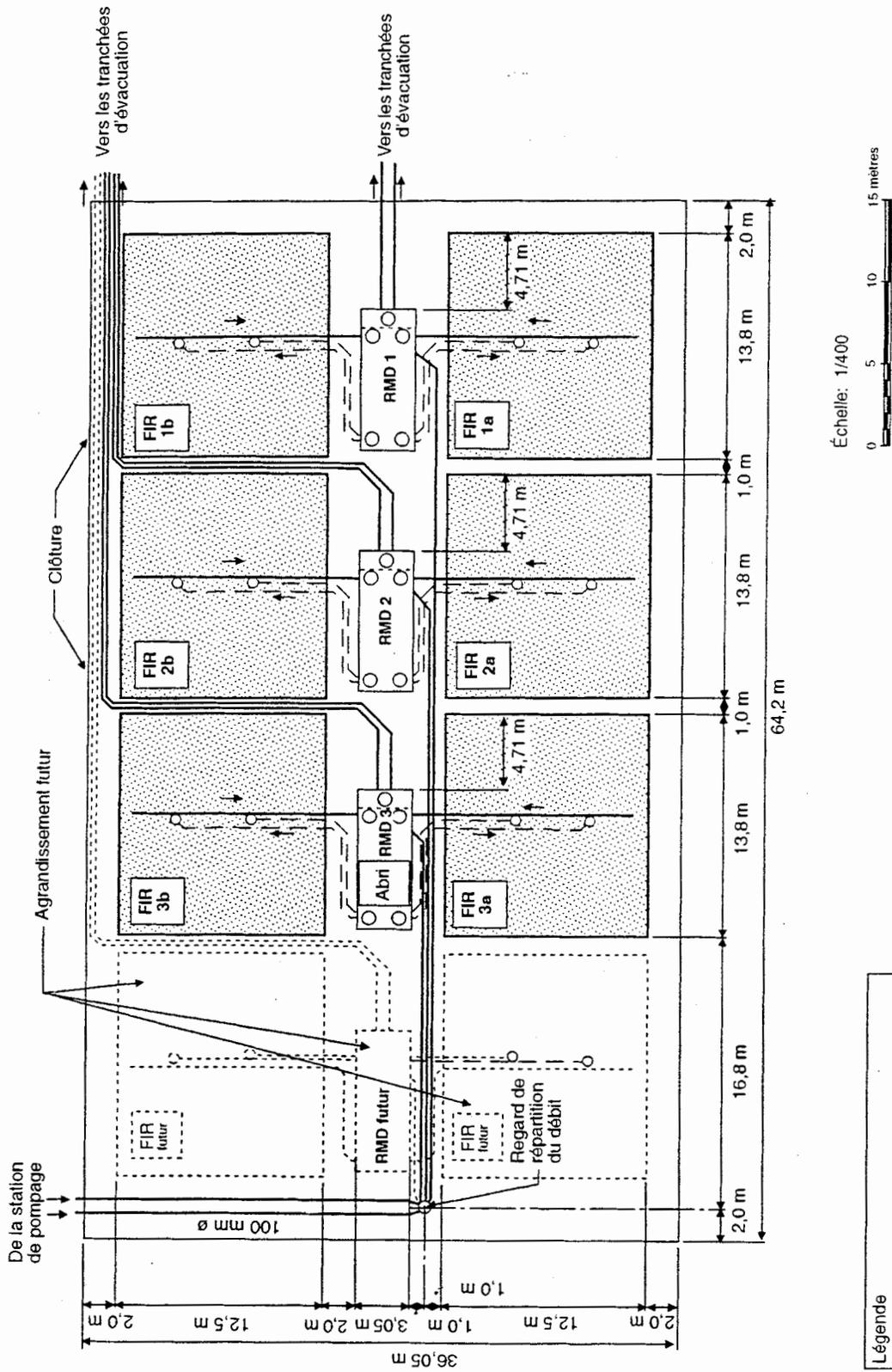
Un agencement de trois préfiltres à tamis de type biotube (38 cm Ø) est incorporé à la fosse septique. Pour un débit de 150 mètres cubes par jour, la superficie de filtration est de 15 mètres carrés (tableau 5-10). Ces préfiltres sont accessibles directement de l'intérieur du bâtiment de la station de pompage principale. Un détecteur d'alarme de haut niveau relié au panneau de contrôle signale toute perte de charge excessive à travers les préfiltres et donc un état de colmatage nécessitant leur nettoyage au jet d'eau.

6.6.4.5

Le réservoir de mélange et de dosage

Les eaux primaires de la fosse septique communautaire sont acheminées à trois réservoirs de mélange et de dosage (RMD1, RMD2 et RMD3). Un quatrième réservoir de mélange et de dosage (RMD4) pourra être ajouté lorsque le débit le justifiera dans le futur. La répartition des eaux primaires entre ces RMD est assurée par l'utilisation d'un regard de répartition spécialement conçu à cet effet.

Chaque réservoir de mélange et de dosage 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. Chaque module ainsi formé peut traiter entre 50 et 60 mètres cubes par jour d'eaux usées (figure 6-25).



Légende	
FIR	Filtre intermittent à recirculation
RMD	Réservoir de mélange et de dosage

Figure 6-25 La vue en plan des réservoirs de mélange et de dosage et des FIR

Le réservoir de mélange et de dosage et le poste de pompage des eaux traitées de chaque module de traitement sont logés dans un réservoir de béton préfabriqué de 38,5 mètres cubes (limite physique des réservoirs préfabriqués) (figure 6-26).

Le volume effectif minimum des réservoirs de mélange et de dosage est calculé comme suit:

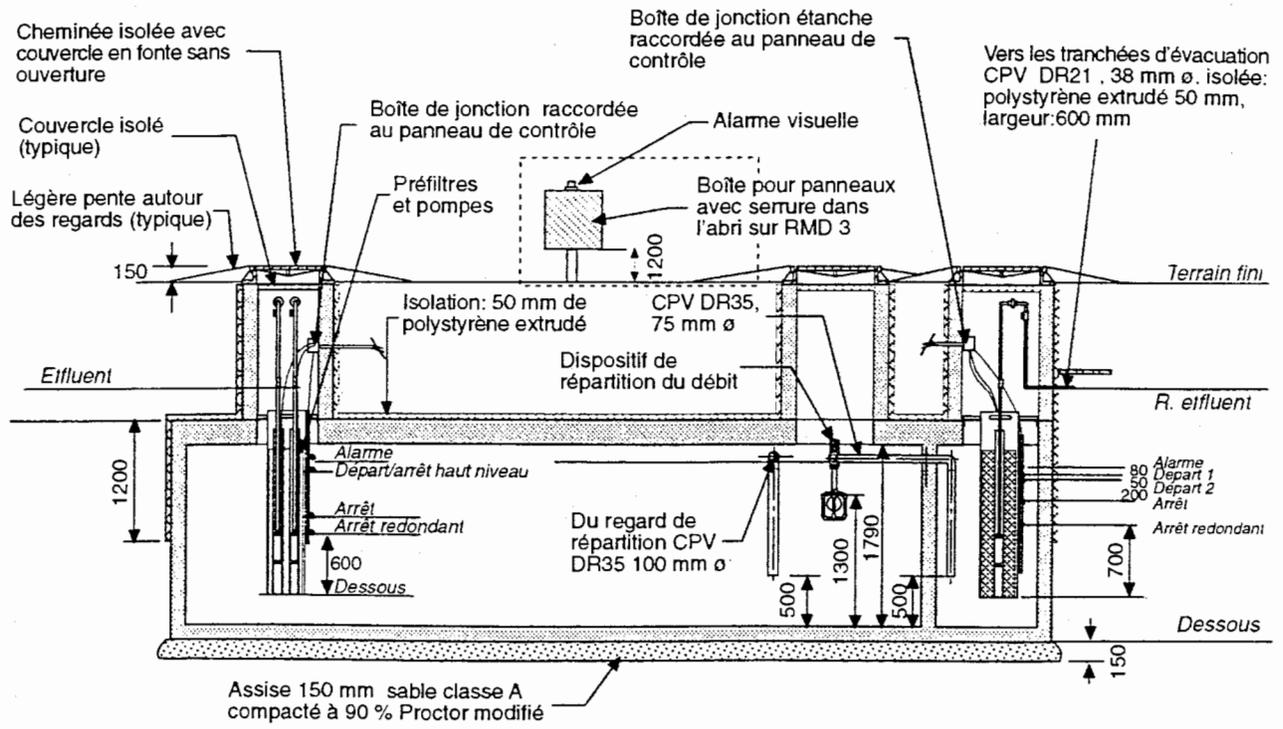
$$\begin{aligned} \text{Volume}_{\text{effectif minimal}} &= NQ_dP/D \\ \text{où Volume}_{\text{effectif}} &= \text{Volume efficace du réservoir (m}^3\text{)} \\ Q_d &= \text{débit de conception (m}^3\text{/d)} \\ N &= \text{nombre de cycles de filtration, selon le taux d'application (N/1)} \\ D &= \text{nombre de doses par jour (d}^{-1}\text{)} \\ P &= \text{facteur de pointe} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{d'où Volume}_{\text{effectif}} &= (5)(55)x(5)/48 \\ \text{Volume}_{\text{effectif}} &= 28,6 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

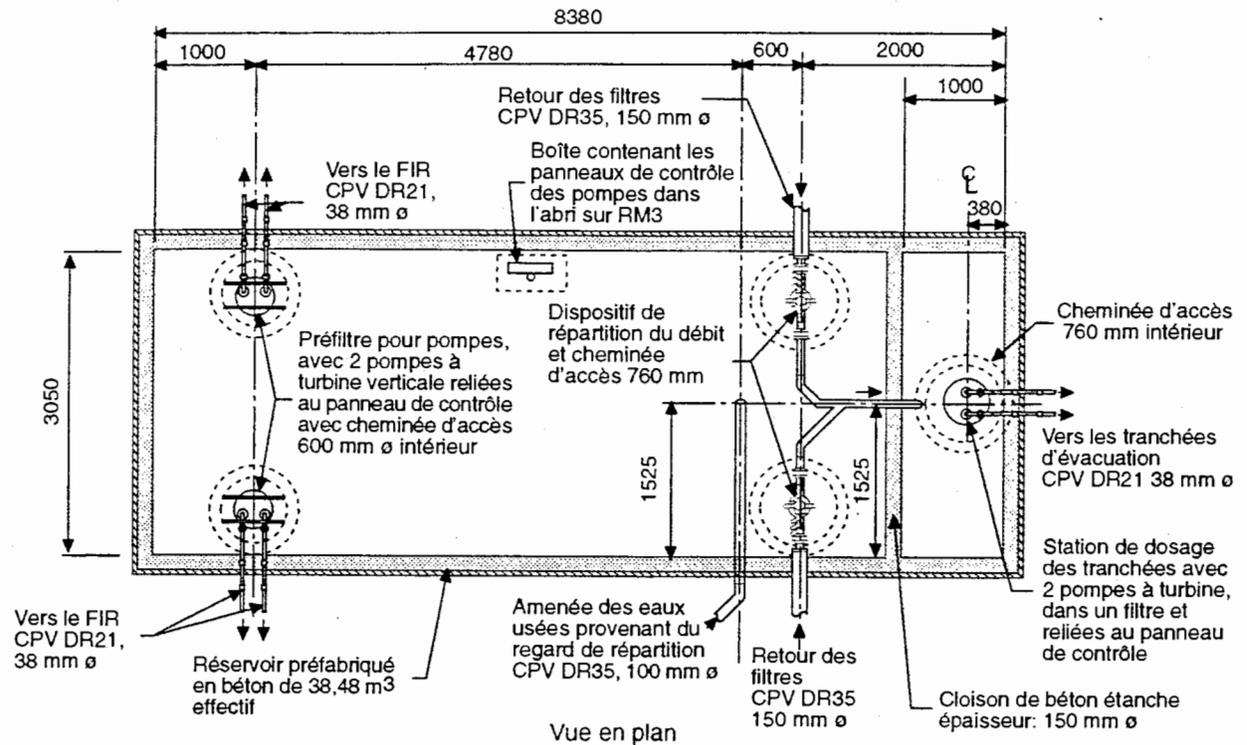
En pratique, il est fortement suggéré de prévoir un volume efficace entre 50% et 100% du débit quotidien moyen, soit entre 27,5 et 55 m³/d. Chaque réservoir de mélange et de dosage a un volume intérieur total d'environ 39,75 mètres cubes; la hauteur liquide est d'environ 1,54 mètre ce qui donne un volume liquide de 34,2 mètres cubes, soit 62% du volume quotidien moyen.

Chaque réservoir de mélange et de dosage comprend les équipements et dispositifs suivants:

- un tuyau d'amenée des eaux usées, à entrée noyée, situé à proximité du retour des filtres de manière à favoriser le mélange des eaux usées et des eaux filtrées;
- deux dispositifs de répartition et de recirculation de l'eau filtrée. Chaque dispositif est associé à l'eau filtrée par une cellule de filtre intermittent à recirculation. Le dispositif répartit l'eau filtrée en cinq parties dont une est évacuée et les quatre autres recirculées. La fraction évacuée est acheminée au poste de pompage adjacent alors que les quatre parties recirculées retournent au réservoir de mélange et de dosage. Ce mécanisme est équipé d'un clapet à bille qui permet de recirculer 100% du débit provenant des filtres (aucune évacuation) lorsque le niveau d'eau dans le réservoir devient bas. Le niveau de la vanne à bille est fixé en fonction de la hauteur d'eau minimale à conserver dans le réservoir pour assurer le fonctionnement adéquat des filtres à recirculation;



Vue en coupe



Vue en plan

Échelle: 1/75

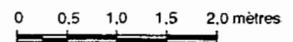


Figure 6-26 Les réservoirs de mélange et de dosage

- deux paires de pompes qui alimentent les filtres à recirculation, chaque paire étant associée à une cellule de F.I.R. Il s'agit de pompes à turbine verticales de 0,5 HP. Ces pompes fonctionnent en alternance et alimentent le filtre à un taux de charge hydraulique de 160 litres par mètre carré par jour avec un taux d'alimentation (recirculation) de 5/1. Les départs de pompe sont contrôlés par une minuterie en fonction des séquences d'alimentation recherchées. Chaque pompe doit démarrer quatre fois à chaque demi-heure. Un départ de pompe doit permettre d'alimenter une des huit zones du filtre concerné. La calibration hydraulique préliminaire du système de distribution sous faible pression (simulation 6.6.1 de l'annexe II) montre qu'un débit de 2,15 litres par seconde à une hauteur manométrique totale de 12,04 mètres permettra de mettre le réseau en charge en respectant les contraintes d'équilibre des hauteurs manométriques résiduelles. Aux taux de charge hydraulique (160 L/m²-d) et d'alimentation (5/1) recherchés, les pompes devront fonctionner pendant environ 2,8 minutes à chaque départ. Le volume pompé par départ et par zone se chiffre à 360 litres;
- deux préfiltres pour pompes, chacun abritant une des deux paires de pompes. Ces préfiltres qui protègent les pompes à turbine comprennent un cylindre de PVC extérieur, un tamis à mailles de 3,2 millimètres et deux puits de pompage (un par pompe);
- un montage de flottes comprenant une flotte d'alarme (haut niveau), une flotte de départ/arrêt (haut niveau) et deux flottes d'arrêt bas niveau; ces flottes sont reliées au panneau de contrôle des pompes des filtres.

6.6.4.6

Le filtre à recirculation

Les dimensions du filtre sont établies comme suit:

$$\begin{aligned}
 S &= Qd / TCH \\
 Qd &= 150 \text{ m}^3/\text{d} \\
 TCH &= 0,160 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-d} \\
 S &= 150/0,16 = 937,5 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

L'arrangement montré sur la figure 6-25 montre six unités de filtration et deux unités par module de traitement. Chaque filtre mesure 12,5 x 13,8 mètres (172,5 m²). La superficie totale de filtration se chiffre donc à 6 x 172,5 m², soit 1035 mètres carrés. Les éléments de construction (figure 6-27) se résument aux points suivants:

- un réseau de distribution enchâssé dans 10 cm de gravier de 10 mm possédant les mêmes caractéristiques que le milieu filtrant;

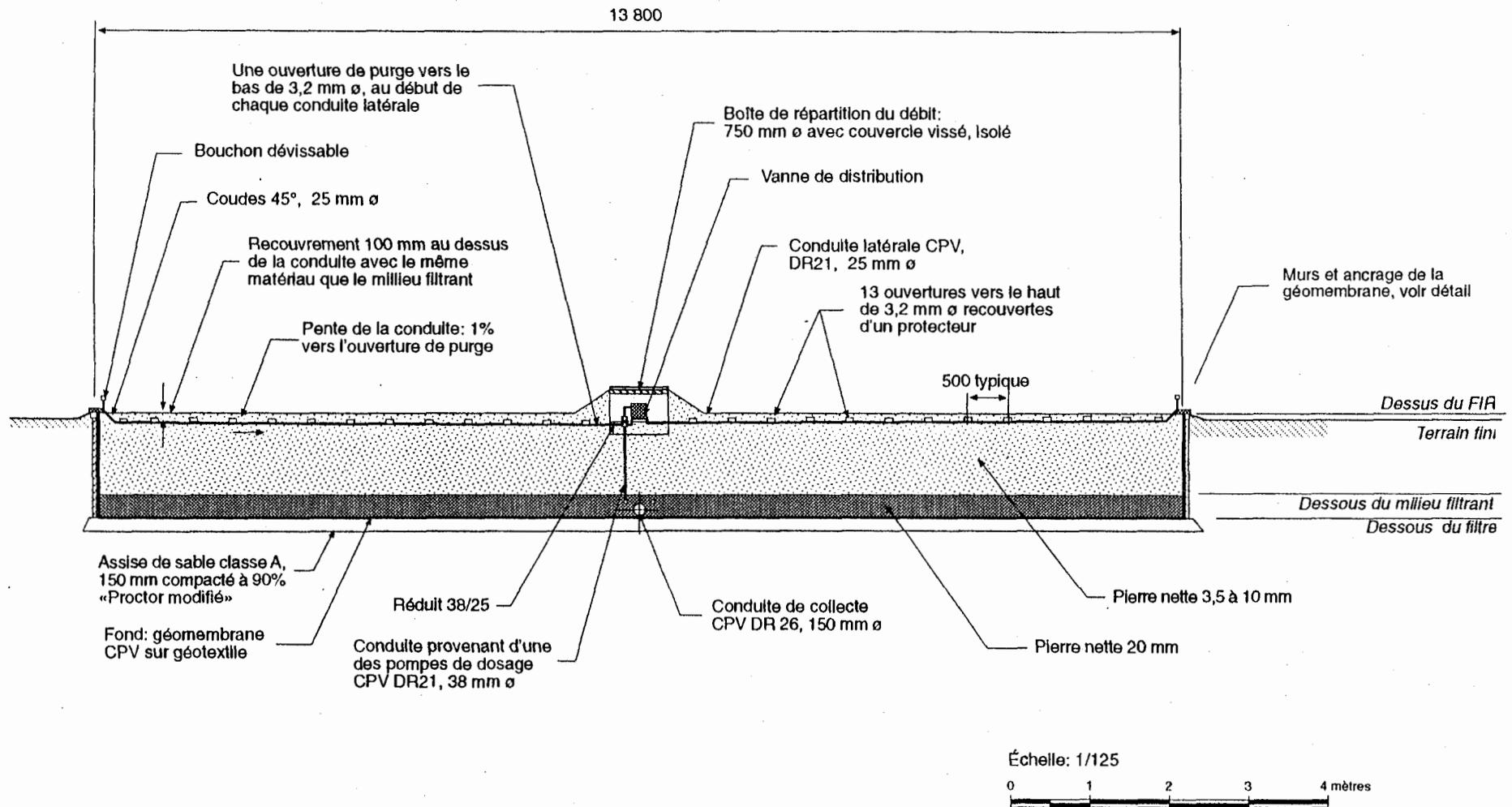


Figure 6-27 La vue en coupe d'un FIR

- sous le réseau de distribution, se trouve un minimum de 90 cm de gravier filtrant possédant les caractéristiques suivantes:
 1. $D_{10} \leq 3,5 \text{ mm } \emptyset$,
 2. $D_{50} \leq 10 \text{ mm } \emptyset$,
 3. $Cu \leq 2,5$,
 4. Gravier granitique naturel arrondi et lavé.
- le fond du filtre à recirculation est composé d'une pierre nette concassée de 16 x 20 mm débarassée de toutes particules fines.
- une conduite de collecte (PVC - DR35) de 150 mm \emptyset .
- le filtre est entièrement imperméabilisé au moyen d'une géomembrane. La structure des parois verticales supportant cette géomembrane est en contreplaqué (20 mm épaisseur);
- toutes les entrées et sorties créées à travers cette géomembrane sont étanches et soudées sur place.

6.6.4.7

Le système de distribution sous faible pression

Chaque module de traitement (55 m³) comporte deux filtres, chacun étant alimenté par une paire de pompes du réservoir de mélange et de dosage correspondant. Chaque filtre est divisé en huit zones dont quatre sont alimentées par une pompe et les quatre autres par la deuxième pompe (figure 6-28).

À chaque départ de pompe, une seule zone est alimentée. L'alternance de l'alimentation entre les quatre zones d'un même groupe est assurée par une vanne mécanique à rochet. Ainsi, chaque pompe alimente quatre zones, en alternance, par le biais d'une vanne à rochet (figure 6-29).

Chaque zone d'alimentation comprend une conduite d'alimentation principale et six conduites latérales; chaque conduite latérale est perforée (3,2 mm \emptyset) à tous les 0,5 mètre. Pour obtenir 1,5 mètre de hauteur manométrique résiduelle avec moins de 10% d'écart entre les perforations, le réseau doit être alimenté à 2,15 litres par seconde à 12,04 mètres de hauteur manométrique totale (simulation 6.6.1 de l'annexe II).

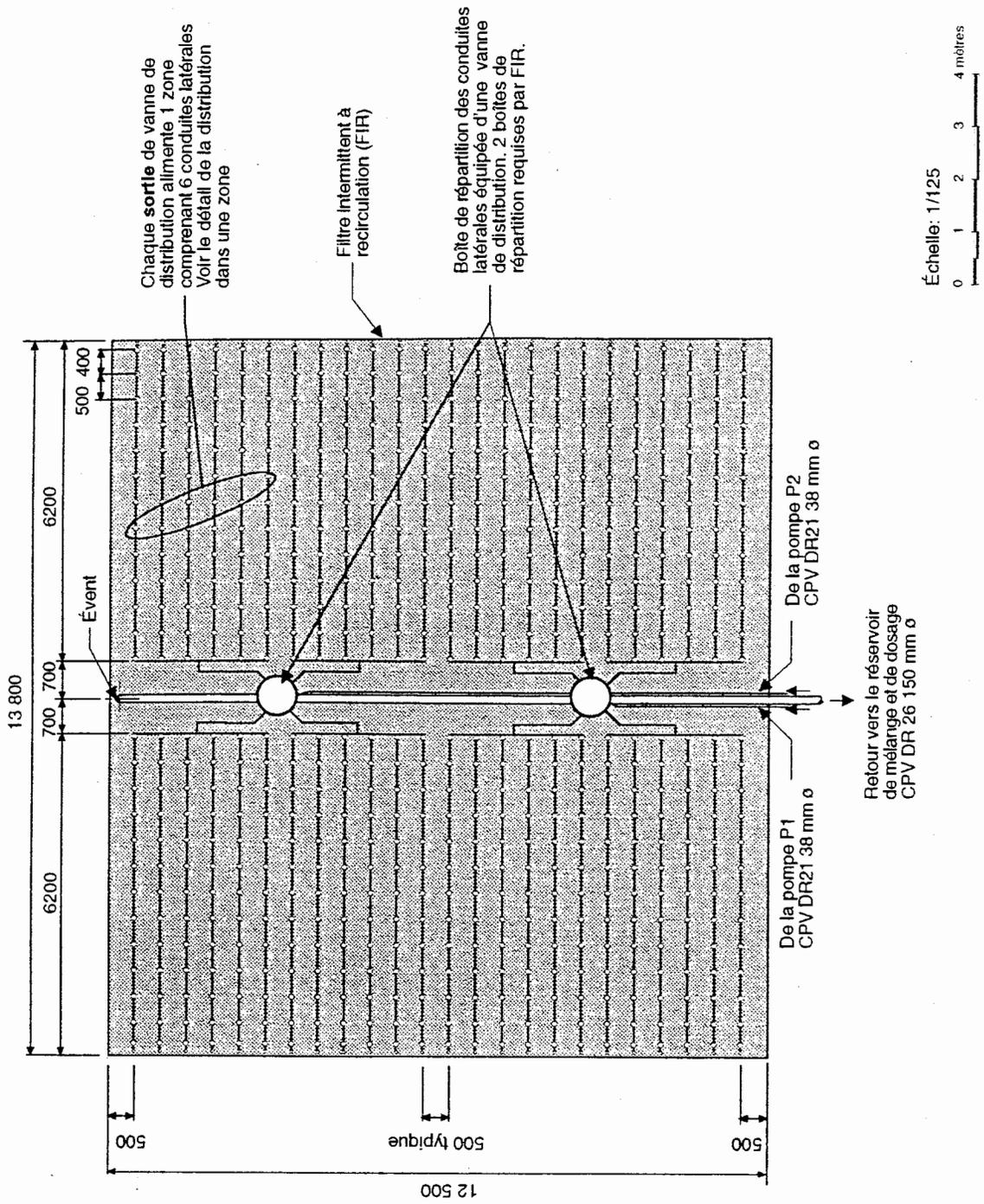
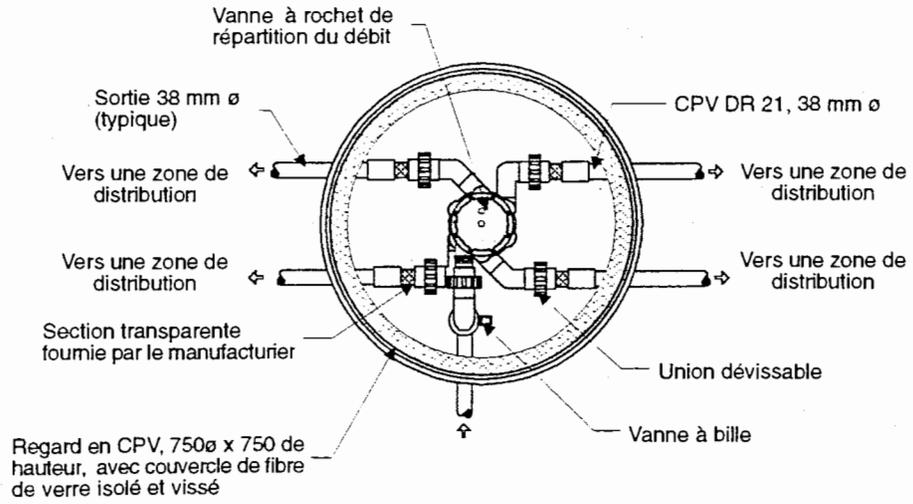
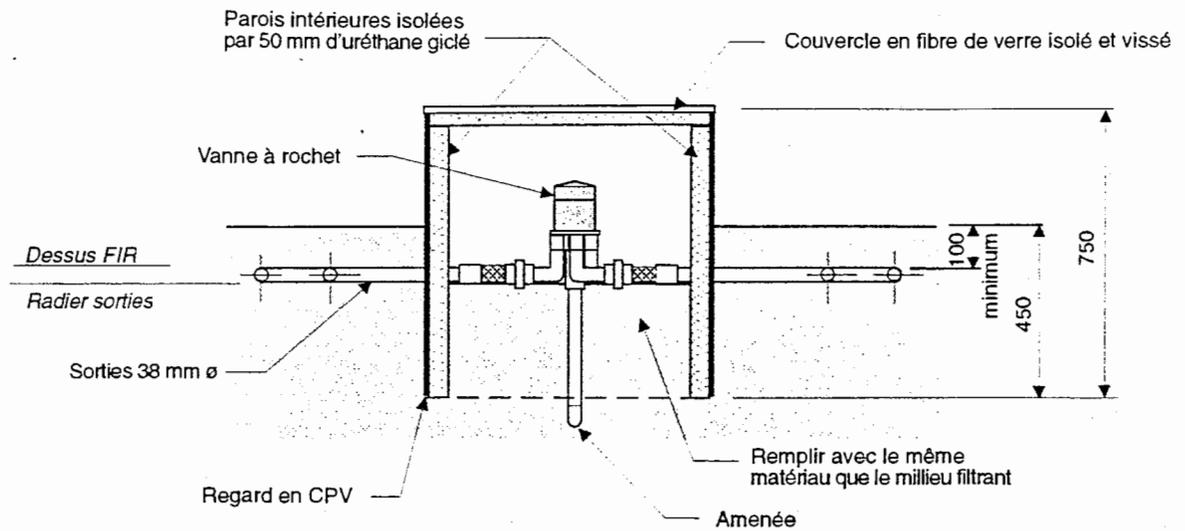


Figure 6-28 Le système de distribution d'un FIR



Vue en plan



Vue en coupe

Échelle: 1/20
 0 200 400 mm

Figure 6-29 La vanne de répartition entre les zones du FIR

6.6.4.8

L'évacuation de l'eau traitée

L'eau traitée par les F.I.R. est évacuée dans le sol naturel par épandage à haut taux de charge hydraulique.

L'effluent traité par les FIR s'écoule gravitairement de la vanne à recirculation vers le puits de pompage incorporé à la station de mélange et de dosage d'un module de traitement. Ce puits de pompage a un volume effectif d'environ 5 mètres cubes. Chaque module de traitement dispose de seize tranchées d'évacuation totalisant 180 mètres carrés de surface d'infiltration pour un taux de charge hydraulique de l'ordre de 300 litres par mètre carré par jour. Ces tranchées d'évacuation sont réalisées au moyen de modules d'infiltration du type «Infiltrator». L'alimentation des tranchées s'effectue de manière uniforme au moyen d'un système de distribution sous faible pression (SDSFP) qui est alimenté par deux pompes via deux vannes à rochet. Chaque vanne à rochet alimente quatre zones. Chaque zone couvre 22,5 mètres carrés de surface d'infiltration ce qui au débit de conception des ouvrages devrait correspondre à des dosages périodiques de l'ordre de 1 à 2 centimètres d'eau par départ de pompe. Un volume d'environ 300 litres sera pompé à chaque départ. Nous compterons donc 90 départs par jour par station de refoulement. Les deux pompes à turbine verticale devront refouler 1,39 litre par seconde à plus de 14,72 mètres de HMT (simulation 6.6.2 de l'annexe II). Le panneau de contrôle de ces unités sera du type duplex.

Annexe I

*Simulations de
remontée de la nappe phréatique*

Programme R E M O N T É E

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 : 6.3.1

Projet : PROJET TERTRE À SABLE HORS SOL

paramètre	valeur	unité	fonction	information
Débit d'eaux usées =	28,00	m3/d	unité	entrée manuelle
Longueur de la surface d'application (CDP) =	28,00	m		entrée manuelle
Largeur de la surface d'application =	25,00	m		entrée manuelle
Distance en dehors de la surf. d'applic.	longueur =	40,00		
	largeur =	40,00		
Elévation de la surface d'application =	98,80	m		
Elévation de la nappe phréatique (zone saturée) =	97,40	m		
Elévation de la zone imperméable =	93,00	m		
Taux de charge hydraulique =	40,00	L/m2-d		
Conductivité hydraulique (K) du sol =	0,007	cm/s	triangle	entrée manuelle
Débit spécifique (0,15<f<0,35) =	0,20			entrée manuelle
Temps total écoulé =	10	années		
Nombre d'intervalles de temps =	10		calcul	

Résultat :

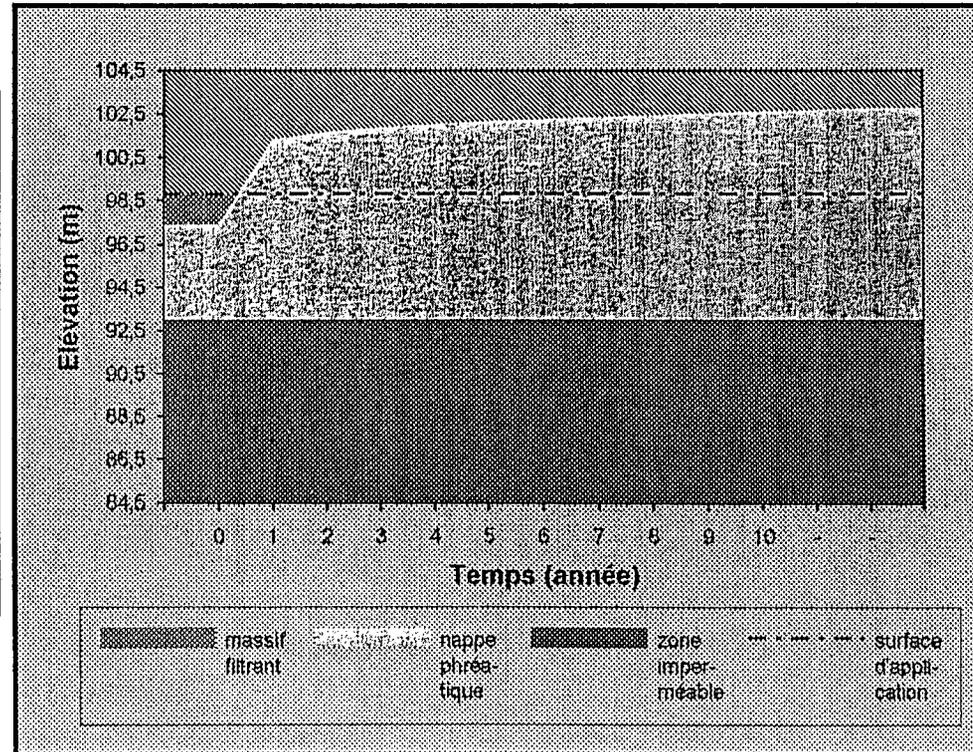
Elév. max. de la nappe			
au point (0;0) après 10 années =	98,26 m	soit, une remontée de =	0,86 m
au point (18;92) après 10 années =	n/d m	soit, une remontée de =	n/d m

Programme R E M O N T É E

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

Évolution temporelle du niveau de la nappe (au point [0;0])

Année	Remontée
1	3,92 m
2	4,28 m
3	4,49 m
4	4,64 m
5	4,76 m
6	4,87 m
7	4,97 m
8	5,06 m
9	5,15 m
10	5,23 m
-	5,31 m
-	5,39 m
-	-
-	-
-	-
-	-



Programme R E M O N T É E

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 : 6.3.2

Projet : PROJET TERTRE À SABLE HORS SOL

paramètre	valeur	unité	fonction	information
Débit d'eaux usées =	28,00	m ³ /d	unité	entrée manuelle
Longueur de la surface d'application (CDP) =	13,00	m		entrée manuelle
Largeur de la surface d'application =	55,00	m		entrée manuelle
Distance en dehors de la surf. d'applic.	longueur = 40,00	m		
	largeur = 40,00	m		
Elévation de la surface d'application =	98,50	m		
Elévation de la nappe phréatique (zone saturée) =	97,40	m		
Elévation de la zone imperméable =	93,00	m		
Taux de charge hydraulique =	39,16	L/m ² -d		
Conductivité hydraulique (K) du sol =	0,007	cm/s	triangle	entrée manuelle
Débit spécifique (0,15<f<0,35) =	0,20			entrée manuelle
Temps total écoulé =	10	années		
Nombre d'intervalles de temps =	10		calcul	

Résultat :

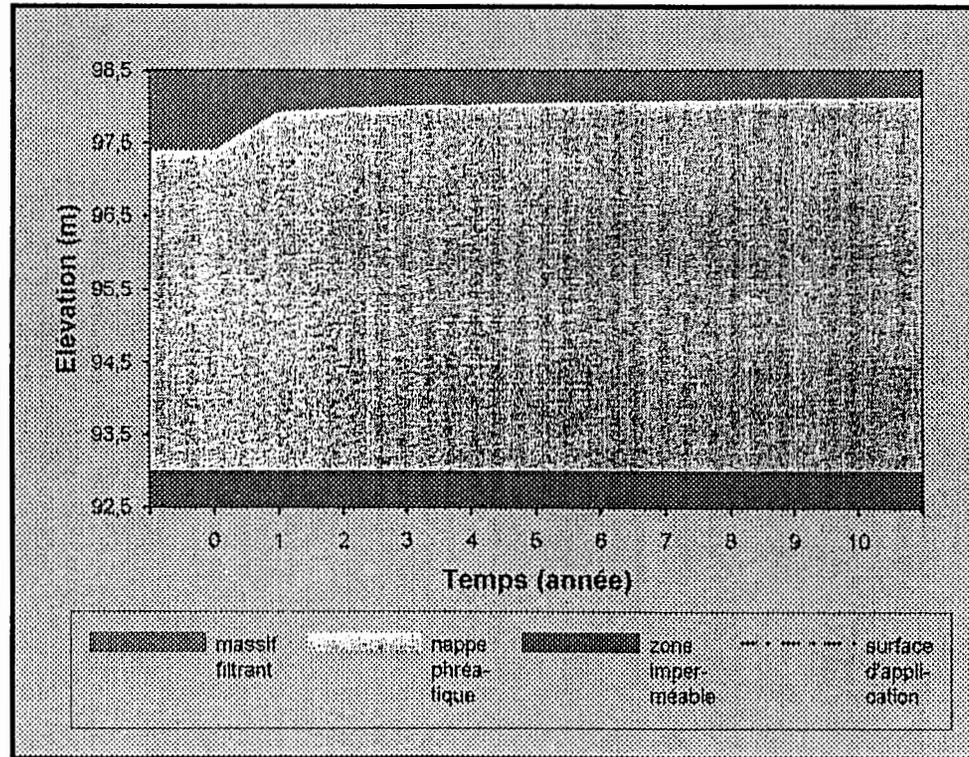
Elév. max. de la nappe			
au point (0;0) après 10 années =	98,13 m	soit, une remontée de =	0,73 m
au point (18;92) après 10 années =	n/d m	soit, une remontée de =	n/d m

Programme R E M O N T É E

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

Évolution temporelle du niveau de la nappe (au point [0;0])

Année	Remontée
1	0,53 m
2	0,58 m
3	0,61 m
4	0,64 m
5	0,66 m
6	0,67 m
7	0,69 m
8	0,70 m
9	0,72 m
10	0,73 m
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-



Programme R E M O N T É E

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 : 6.3.3

Projet : PROJET TERTRE À SABLE HORS SOL

paramètre	valeur	unité	fonction	information
Débit d'eaux usées =	14,00	m3/d	unité	entrée manuelle
Longueur de la surface d'application (CDP) =	6,50	m		entrée manuelle
Largeur de la surface d'application =	55,00	m		entrée manuelle
Distance en dehors de la surf. d'applic.	longueur = 40,00	m		
	largeur = 40,00	m		
Elévation de la surface d'application =	98,50	m		
Elévation de la nappe phréatique (zone saturée) =	97,40	m		
Elévation de la zone imperméable =	93,00	m		
Taux de charge hydraulique =	39,16	L/m2-d		
Conductivité hydraulique (K) du sol =	0,007	cm/s	triangle	entrée manuelle
Débit spécifique (0,15<f<0,35) =	0,20			entrée manuelle
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 =	97,78 m	soit, une remontée de =	0,38 m
au point (38;9,3) après 10 années =	97,68 m	soit, une remontée de =	0,28 m

Programme R E M O N T É E

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

Évolution temporelle du niveau de la nappe (au point [0;0])

Année	Remontée
1	0,28 m
2	0,30 m
3	0,32 m
4	0,33 m
5	0,34 m
6	0,35 m
7	0,36 m
8	0,37 m
9	0,38 m
10	0,38 m
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-

