

# 5. Études de cas

---

## 5.1 Exemples et études de cas

La ferme utilisée dans les études de cas est située à Baltimore, canton d'Haldimand, comté de Northumberland, en Ontario. Elle abrite un petit enclos de bovins de boucherie protégé en partie par un toit. On trouve à la figure 2.2 une photo aérienne de la ferme.

L'étude envisagera deux scénarios : le scénario 1, un bassin intégré entouré de murs à même l'enclos; et le scénario 2, un bassin externe à fonction unique qui achemine l'effluent par gravité vers la zone d'infiltration.

La numérotation des étapes de la démarche correspond à la numérotation utilisée dans la démarche de conception présentée à la section 4.

### 5.1.1 Scénario 1—Conception du système BVF (avec bassin intégré)

La première étape de la conception d'un système BVF sur cette ferme visait à s'assurer que l'emplacement se prêtait aux aménagements envisagés sur la foi des données fournies par le tableau 2.1 et la figure 2.2. On a d'abord résumé les travaux à prévoir pour s'assurer que le projet allait répondre à l'attente du producteur.

Dans cette étude de cas, voici les modifications qui doivent être apportées aux systèmes existants :

- resurfaçage de l'enclos par application de résine époxyde ou de béton après aménagement d'une pente vers le point de captage;
- érection de murs périmétriques étanchéisés à leur base par un mortier époxyde-ciment;
- construction d'un ponceau au-dessus du tuyau de transfert.

Les aménagements doivent aussi comprendre l'ajout des éléments suivants :

- tuyau d'amenée et tuyau de transfert;
- BVF, tuyau d'épandage et digues périmétriques.

Les pages qui suivent décrivent le processus décisionnel appliqué à la conception du système.

Scénario 1—Conception du système BVF (avec bassin intégré)			
Étape	Description	Méthode	Calculs
<b>Aire de captage des eaux de ruissellement</b>			
1.1	Déterminer la superficie contribuant au volume d'écoulement.	Tracer sur une carte le réseau hydrographique autour de l'aire de captage envisagée; indiquer toutes les surfaces alimentant l'aire de captage en eaux de ruissellement; éliminer toutes les sources d'eau propre; détourner l'eau propre en amont et les eaux usées d'autres sources.	
1.2	Délimiter et mesurer l'aire de captage.	Mesurer la surface alimentant l'aire de captage en eaux de ruissellement.	Largeur = 20 m Longueur = 50 m Aire = $20 \times 50 \text{ m} = 1\,000 \text{ m}^2$
1.3	Trouver le coefficient de ruissellement (voir section 3.1.3).	La surface de l'aire de captage doit être faite d'un matériau non poreux. On suppose que la surface est en béton et que le coefficient de ruissellement est de 0,95.	$C = 0,95$
1.4	Déterminer le volume de stockage et le débit de pointe.		
1.4.1(a)	<b>Option 1</b> — Trouver l'épisode de pluie nominal (voir section 3.1.4) dans le but de calculer le volume de stockage maximal que doit avoir le bassin de stockage-décantation conformément à la méthode prudente.	Trouver dans le tableau 6.1, le centre le plus proche de la ferme et déterminer le volume de stockage maximal à prévoir.	Centre WPCP d'Oshawa Si A (aire de captage) = $1\,000 \text{ m}^2$ , le volume de stockage maximal sera le suivant : $V_{\text{max}} = 69,1 \text{ m}^3$
<b>ou</b>			
1.4.1(b)	<b>Option 2</b> — Utiliser les tables IDF et l'équation 3.1 pour déterminer le volume de stockage maximal.	À partir des tables IDF, trouver la quantité de pluie laissée en 24 heures par un épisode de pluie à récurrence de 25 ans à l'endroit le plus rapproché de la ferme (centre WPCP d'Oshawa) et calculer le volume de stockage maximal.	Si A (aire de captage) = $1\,000 \text{ m}^2$ et si la quantité de pluie laissée en 24 heures par un épisode de pluie à récurrence de 25 ans enregistrée au centre WPCP d'Oshawa = $72,7 \text{ mm}$ , le volume de stockage maximal sera le suivant : $V_{\text{max}} = (0,95) (72,7 \times 10^{-3} \text{ m}) (1\,000 \text{ m}^2) = 69,1 \text{ m}^3$

<b>Scénario 1—Conception du système BVF (avec bassin intégré)</b>			
<b>Étape</b>	<b>Description</b>	<b>Méthode</b>	<b>Calculs</b>
1.4.2(a)	<p><b>Option 1</b> – Choisir le volume de stockage minimal correspondant au volume d'écoulement produit pendant 15 minutes par le débit de pointe sur 5 minutes d'un épisode de pluie à récurrence de 25 ans.</p> <p>Calculer le débit de pointe.</p>	<p>Trouver le centre le plus proche de la ferme dans le tableau 6.2 et déterminer le volume d'écoulement produit.</p>	<p>Centre WPCP d'Oshawa</p> <p>Si A (aire de captage) = 1,000 m<sup>2</sup>, le volume de stockage minimal sera le suivant : <math>V_{\min} = 31,7 \text{ m}^3</math></p>
		<p>Calculer le débit de pointe en divisant le volume donné par le tableau 6.2 par une durée de retenue de 900 secondes.</p>	<p><math>q_p = V_{\min}/900 = 31,7/900</math>  <math>= 35 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}</math></p>
<b>ou</b>			
1.4.2(b)	<p><b>Option 2</b> – Utiliser les tables IDF et les équations 3.2 et 3.3 pour trouver le débit de pointe et le volume de stockage minimal.</p> <p>Calculer le volume de stockage minimal.</p>	<p>Utiliser l'équation 3.2.</p> <p>L'intensité de pluie mesurée sur 5 minutes lors d'un épisode de pluie à récurrence de 25 ans par le centre WPCP d'Oshawa est de 137,4 mm/h.</p> <p>Utiliser l'équation 3.3 pour déterminer le volume de stockage minimal.</p>	<p>Si A (aire de captage) = 1 000 m<sup>2</sup>, le débit de pointe sera le suivant :</p> <p><math>q_p =</math>  (0,0027) (0,95) (137,4 mm/h) (0,1 ha) =  <math>35 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}</math></p> <p>Le volume de stockage minimal est le suivant : <math>V_{\min} = h_{tm} q_p =</math>  (900 sec) (<math>35 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}</math>) =  31,5 m<sup>3</sup> pour une durée de rétention de 15 minutes</p>
<b>Bassin de stockage-décantation</b>			
2.1	Choisir le type de bassin (voir section 3.2).	Choisir entre un bassin intégré délimité par des murs de retenue ou un bassin externe à fonction unique.	Bassin de stockage-décantation intégré
2.2	Concevoir le bassin de stockage-décantation intégré.	Choix à privilégier si l'aire de captage se prête à l'aménagement d'un bassin étanche totalement ou partiellement entouré de murs de retenue créant un volume de stockage suffisant.	
2.2.1(a)	Déterminer le volume de stockage maximal nécessaire.	Ce volume correspond au volume de stockage maximal établi par la méthode prudente calculé à l'étape 1.4.1(a) ou à l'étape 1.4.1(b).	$V_{\max} = 69,1 \text{ m}^3$
<b>ou</b>			
2.2.1(b)	Déterminer le volume de stockage minimal nécessaire.	Le volume de stockage minimal nécessaire est calculé à l'étape 1.4.2(a) ou à l'étape 1.4.2(b).	$V_{\min} = 31,7 \text{ m}^3$

<b>Scénario 1—Conception du système BVF (avec bassin intégré)</b>			
<b>Étape</b>	<b>Description</b>	<b>Méthode</b>	<b>Calculs</b>
2.2.2	Déterminer la hauteur des murs de retenue.		
2.2.2.1	Déterminer la hauteur du mur de retenue perpendiculaire à l'écoulement dans le cas d'une pente uniforme dominante vers le côté bas.	Calculer la hauteur de ce mur de retenue à l'aide de l'équation 3.4, en supposant une pente uniforme de 0,01 m/m et une aire de captage dont la longueur se trouve perpendiculaire au sens de l'écoulement.	$V = 69,1 \text{ m}^3$ $L = 50 \text{ m}$ $S = 0,01 \text{ m/m}$ $h = \text{racine carrée de } [(2 \times 69,1 \times 0,01/50)] = 0,17 \text{ m}$
2.2.3	À la hauteur correspondant au volume de stockage à prévoir, ajouter une hauteur pour la revanche et une autre pour le déversoir de secours.	$h_t = h + 0,3 + 0,15$	$h_t = 0,17 + 0,3 + 0,15 = 0,62 \text{ m}$ (Un bassin de stockage-décantation intégré convient à cette application)
2.2.4	Calculer le débit à la sortie de l'aire de captage dans le cas d'un bassin de stockage-décantation intégré offrant une durée de rétention allant de 4 à 10 heures (voir section 3.3.1).	Trouver dans le tableau 6.1, le centre le plus proche de la ferme et déterminer le débit pour une durée de rétention de 4 heures.	Centre WPCP d'Oshawa Si A (aire de captage) = 1 000 m <sup>2</sup> et si la durée de rétention est de 4 heures : $q_{\max} = 4,8 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$
		ou À l'aide du volume de stockage ( $V_{\max}$ ) calculé à l'étape 2.2.1(a), déterminer le débit pour une durée de rétention de 4 heures.	$q_{\max} (\text{débit}) = 69,1 \text{ m}^3 / 4 \times 60 \times 60 \text{ sec} = 4,8 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$
<b>Bassin de captage-évacuation des eaux de ruissellement</b>			
3.1	Déterminer les dimensions du bassin de captage-évacuation intégré en fonction des grilles et du drain.	La largeur minimale de l'ouverture du bassin de captage-évacuation doit être de 1,0 m. Longueur de l'ouverture du bassin de captage-évacuation. La hauteur du bassin de captage-évacuation est égale à celle du mur de retenue.	Largeur = 1,0 m  Longueur = 2,0 m  Hauteur = 0,62 m
3.2	Décider de la configuration des grilles.	Déterminer la grosseur des grilles en fonction des dimensions de l'ouverture du bassin de captage-évacuation.	Largeur = 1,0 m Hauteur = 0,62 m

Scénario 1—Conception du système BVF (avec bassin intégré)			
Étape	Description	Méthode	Calculs
3.3	Choisir les matériaux pour les grilles.	Matériau : métal galvanisé. Dégrillage grossier—barres verticales écartées d'environ 25 mm. Dégrillage moyen—barres verticales écartées d'environ 10 mm. Dégrillage fin—barres verticales écartées d'environ 3 mm.	Installation des grilles à la verticale ou inclinées vers l'aval selon un angle de 60 degrés par rapport à l'horizontale
3.4	Calculer l'ouverture du diaphragme en fonction de la capacité de débit transitant à travers l'orifice.	Dimensionner l'orifice en fonction du débit sortant maximal du bassin de stockage-décantation intégré (pour une durée de vidange de 4 heures) compte tenu d'une charge hydraulique égale à la hauteur finale du mur de retenue (utiliser le tableau 3.1 ou l'équation 3.7). Utiliser le débit établi à l'étape 2.2.4.	$Q = 4,8 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ $h = 0,62 \text{ m}$ Selon le tableau 3.1, le diamètre de l'orifice est $D = 0,05 \text{ m}$ L'application de l'équation 3.7 donne $A$ (aire de l'orifice) = $4,8 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} / [(0,61)(2 \times 9,8 \times 0,62)^{0,5}]$ $= 2,25 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ $D$ (diamètre de l'orifice) = $(4 \times 2,25 \times 10^{-3} / \pi)^{0,5} = 0,054 \text{ m}$
3.5	Calculer le diamètre du drain.	Choisir un drain qui accueille deux fois le débit maximal transitant à travers le diaphragme du bassin de stockage-décantation intégré (temps de vidange de 4 heures) pour une charge hydraulique égale à la hauteur finale du mur de retenue (utiliser le tableau 3.1 ou l'équation 3.7). Utiliser le débit calculé à l'étape 2.2.4.	$Q = 4,8 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \times 2 = 9,6 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ $h = 0,62 \text{ m}$ Selon le tableau 3.1, le diamètre de l'orifice est $D = 0,08 \text{ m}$ . L'équation 3.7 donne : $A = 9,6 \times 10^{-3} / [(0,61)(2 \times 9,8 \times 0,62)^{0,5}]$ $= 4,5 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ $D$ (diamètre de l'orifice) = $(4 \times 4,5 \times 10^{-3} / \pi)^{0,5} = 0,076 \text{ m}$ Comme le diamètre de l'orifice doit être de 0,08 m (approx.), le diamètre du drain sera de 0,10 m
3.6	Déterminer la superficie minimale des orifices ponctuant la colonne montante perforée.	Utiliser l'équation 3.7 pour déterminer la superficie de l'ensemble des fentes. Majorer cette superficie de 25 %.	$A = 4,8 \times 10^{-3} / [(0,61)(2 \times 9,8 \times 0,62)^{0,5}]$ $= 2,25 \times 10^{-3} \times 1,25 = 2,8 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ $= 28 \text{ cm}^2$ Pour obtenir 28 cm <sup>2</sup> avec des fentes de 2 × 2 cm, il faut 7 fentes

<b>Scénario 1—Conception du système BVF (avec bassin intégré)</b>			
<b>Étape</b>	<b>Description</b>	<b>Méthode</b>	<b>Calculs</b>
3.7	Décider des caractéristiques du puisard.	Choisir les dimensions et le type appropriés de puisard. Le niveau d'eau maximal dans le puisard doit arriver sous la ligne de gel. Profondeur totale du puisard = profondeur de la ligne de gel + profondeur nécessaire pour loger le volume d'eau requis par la pompe. S'informer du volume recommandé pour le puisard auprès de fabricants de puisards ou de pompes.	
<b>Tuyau de transfert</b>			
4.1	Déterminer le débit cible.	Viser un débit dans le tuyau de transfert qui soit de 10 % supérieur au débit sortant du bassin de stockage-décantation, tel qu'il est établi à l'étape 2.2.4.	$Q = 4,8 \times 10^{-3} \times 1,10 = 5,3 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$
4.2	Déterminer la pente minimale du tuyau de transfert.	Utiliser l'équation de Manning (équation 3.9), compte tenu d'une vitesse d'écoulement minimale de 0,6 m/s et d'un coefficient de rugosité de Manning de 0,009.	$A = Q/V = 5,3 \times 10^{-3}/0,6 = 8,8 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ $D = (4A/\pi)^{0,5} = (4 \times 8,8 \times 10^{-3}/\pi)^{0,5} = 0,11 \text{ m}$ ; choisir un tuyau de 150 mm $R = D/4 = 0,15/4 = 0,0375 \text{ m}$ $S = (Vn/R^{2/3})^2 = [0,6 \times 0,009/(0,0375)^{2/3}]^2 = 0,0023 \text{ m/m}$
4.3	Déterminer les variables de calcul permettant d'évaluer le réseau de transfert.	Déterminer l'élévation de l'entrée du tuyau de transfert provenant du puisard.	Élévation à l'entrée = 253 m
		Déterminer la course du tuyau de transfert du puisard au sommet de la zone d'infiltration.	Course du tuyau de transfert = 260 m
		Déterminer l'élévation au sommet de la zone d'infiltration envisagée.	Élévation au sommet de la zone d'infiltration = 270 m
		Déterminer l'élévation à la sortie du tuyau de transfert.	Élévation à la sortie du tuyau de transfert = $253 \text{ m} - (0,0023 \text{ m/m} \times 260 \text{ m}) = 252,4 \text{ m}$
		Comparer l'élévation à la sortie du tuyau de transfert à l'élévation au sommet de la zone d'infiltration. Voir étape 4.4.	Élévation à la sortie du tuyau de transfert de 252,4 m contre élévation au sommet de la zone d'infiltration de 270 m (voir étape 4.4)

<b>Scénario 1—Conception du système BVF (avec bassin intégré)</b>			
<b>Étape</b>	<b>Description</b>	<b>Méthode</b>	<b>Calculs</b>
		Calculer le dénivelé entre le point d'entrée du tuyau de transfert évacuant l'eau du puisard et le sommet de la zone d'infiltration.	Dénivelé = 253 m - 270 m = -17 m, donc une augmentation de l'élévation de 17 m
4.4	Décider si l'écoulement doit se faire par gravité ou par pompage.	Si l'élévation au sommet de la zone d'infiltration est supérieure à l'élévation à la sortie du tuyau de transfert, l'écoulement par gravité jusqu'au sommet de la zone d'infiltration ne sera pas possible.	Voir étape 4.3; l'installation d'une pompe s'impose.
4.5	Déterminer le débit cible.	Voir étape 4.1.	$Q = 4,8 \times 10^{-3} \times 1,10 = 5,3 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$
4.6	Déterminer les pertes de charge totales entre le point d'entrée dans la pompe et la sortie du tuyau d'épandage.	Utiliser l'équation Darcy-Weisbach (équation 3.8) avec $f = 0,020$ . Dans la présente étude de cas, on supposera que les pertes par friction sont négligeables. Ajouter la charge hydraulique de 0,9 m (3 pi) imposée au tuyau d'épandage.	Différence de charge hydraulique (différence d'élévation) = 17 m Pertes par friction = $f (L/D)(V^2/2g) = 0,020 (260/0,15) (0,6)^2/2 \times 9,81 = 0,64 \text{ m}$ Charge hydraulique imposée au tuyau d'épandage = 0,9 m Pertes de charge totales = $17 + 0,64 + 0,9 = 18,54 \text{ m}$
4.7	Choisir le type de pompe et sa puissance.	Pompe d'eaux d'égout submersible (une pompe à vis de préférence).	Se procurer les courbes de rendement des pompes auprès du fabricant et choisir la pompe compatible avec le débit cible dans le tuyau de transfert et les pertes de charge totales, c.-à-d. $5,3 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ pour des pertes de charges totales de 18,54 m
4.8	Déterminer la grosseur de tuyau nécessaire.	Recalculer la grosseur de tuyau en fonction de la pompe choisie et vérifier si la vitesse d'écoulement est en deçà de 1,5 m/s et si les pertes par friction sont acceptables.	
4.9	Déterminer les exigences liées à l'alimentation en électricité et aux commandes.	Évaluer la distance de la source d'alimentation en électricité et l'énergie nécessaire pour alimenter et commander automatiquement la pompe.	S'informer des recommandations auprès d'un consultant ou d'un entrepreneur électricien

Scénario 1—Conception du système BVF (avec bassin intégré)			
Étape	Description	Méthode	Calculs
<b>Tuyau d'épandage</b>			
5.1	Déterminer la longueur du tuyau d'épandage.	Déterminer la longueur du tuyau d'épandage en fonction de la largeur de la zone d'infiltration (calculée à l'étape 6.7).	Longueur du tuyau = 35 m (voir étape 6.7)
5.2	Décider du diamètre du tuyau d'épandage.	Utiliser l'équation de Manning (équation 3.9) en supposant que la pente du tuyau est entre 0,1 et 0,3 % et que l'effluent coule à pleins tuyaux à la vitesse minimale de 0,6 m/s et que $n = 0,009$ .	$S$ (pente hypothétique) = 0,3 % = $0,3 \times 0,01 = 0,003$ m/m $D = 4 \{[(Vn)/S^{0,5}]^{1,5}\} = 4 \{[(0,6 \times 0,009)/0,003^{0,5}]^{1,5}\} = 0,124$ m Choisir un tuyau de 150 mm
5.3	Déterminer la capacité de débit transitant à travers les orifices d'écoulement du tuyau d'épandage.	Utiliser l'équation 3.7 et les valeurs suivantes : $h = 0,9$ m $C = 0,61$ Diamètre de l'orifice = 10 mm	$Q$ (capacité de débit transitant à travers les orifices) = $CA (2gh)^{0,5} = 0,61 \times \pi(0,01)^2/4 \times (2 \times 9,81 \times 0,9)^{0,5} = 0,2 \times 10^{-3}$ m <sup>3</sup> /s
5.4	Déterminer le nombre d'orifices d'écoulement nécessaires compte tenu de la capacité de débit.	Utiliser comme débit d'épandage cible, le débit cible majoré de 25 %. Diviser le débit d'épandage cible par la capacité de débit transitant à travers les orifices, selon les calculs effectués à l'étape 5.3.	$Q = 4,8 \times 10^{-3} \times 1,10 \times 1,25 = 6,6 \times 10^{-3}$ m <sup>3</sup> /s Nbre d'orifices = $6,6 \times 10^{-3} / 0,2 \times 10^{-3} = 33$ orifices Choisir 34 orifices Espacement des orifices = longueur du tuyau d'épandage (étape 5.1)/nbre d'orifices = $35 \text{ m} / 34 = 1,03$ m Espacer les orifices de 1,03 m de centre à centre
<b>Zone d'infiltration</b>			
6.1	Déterminer la superficie minimale de la zone d'infiltration en fonction de la conductivité hydraulique du sol en milieu saturé (calcul 1).	La mesure <i>in situ</i> de la conductivité hydraulique du sol en milieu saturé a donné une valeur de 0,3168 m/jour. Le tableau 6.3 peut être utilisé une fois la texture du sol déterminée.	$Q = 4,8 \times 10^{-3} \times 1,10 = 5,3 \times 10^{-3}$ m <sup>3</sup> /s = 458 m <sup>3</sup> /jour $A = 458 \text{ m}^3/\text{jour} / 0,3168 \text{ m}/\text{jour} = 1\,445 \text{ m}^2$
6.2	Déterminer la superficie minimale de la zone d'infiltration en fonction de la charge liquide (calcul 2).	Utiliser le tableau 3.3 pour connaître les précipitations mensuelles maximales normales pour la station météorologique la plus proche.	Précipitations mensuelles maximales normales pour la station météorologique la plus proche (aéroport de Trenton) = 91,2 mm = 0,0912 m/mois

<b>Scénario 1—Conception du système BVF (avec bassin intégré)</b>			
<b>Étape</b>	<b>Description</b>	<b>Méthode</b>	<b>Calculs</b>
		Calculer les précipitations hebdomadaires maximales normales (précipitations mensuelles maximales normales/4).	Précipitations hebdomadaires maximales normales = $0,0912/4 = 22,8 \times 10^{-3}$ m/semaine
		Calculer le volume d'écoulement hebdomadaire produit par l'enclos revêtu. La surface de la cour revêtue est de 1 000 m <sup>2</sup> .	Volume d'écoulement hebdomadaire produit par l'enclos revêtu = $1\ 000\ m^2 \times 22,8 \times 10^{-3} = 22,8\ m^3$
		Calculer le maximum de précipitations que peut recevoir chaque semaine la BVF. La charge liquide maximale admissible est de 0,05 m.	Maximum de précipitations que peut recevoir chaque semaine la BVF = $0,05\ m - (22,8 \times 10^{-3}) = 27,2 \times 10^{-3}\ m$
		Calculer la superficie minimale de la BVF en fonction du volume d'écoulement hebdomadaire produit par l'enclos revêtu et du maximum de précipitations que peut recevoir chaque semaine la BVF.	Superficie minimale de la BVF = $22,8\ m^3 / 27,2 \times 10^{-3}\ m = 838\ m^2$
6.3	Déterminer la superficie minimale de la zone d'infiltration par le calcul 1 (étape 6.1) et par le calcul 2 (étape 6.2).	Voir étapes 6.1 et 6.2. Choisir la superficie la plus grande entre celles qui ont été obtenues aux étapes 6.1 et 6.2.	Superficie minimale de la zone d'infiltration établie par le calcul 1 (étape 6.1) = 1 445 m <sup>2</sup>
6.4	Déterminer la longueur minimale de la zone d'infiltration.	La pente de la BVF est de 4 %. Voir tableau 3.4.	Pour une pente de 4 %, la longueur de la BVF = 41 m
6.5	Déterminer la largeur minimale de la zone d'infiltration.	Utiliser l'équation 3.10. Voir tableau 3.4.	Profondeur du volume d'écoulement = $1,27 \times 10^{-2}\ m$ Vitesse d'écoulement = $4,54 \times 10^{-2}\ m/s$ Largeur = $5,3 \times 10^{-3}\ m^3/s / (1,27 \times 10^{-2}\ m \times 4,54 \times 10^{-2}\ m/s) = 9,2\ m$

<b>Scénario 1—Conception du système BVF (avec bassin intégré)</b>			
<b>Étape</b>	<b>Description</b>	<b>Méthode</b>	<b>Calculs</b>
6.6	Calculer les dimensions réelles de la zone d'infiltration.	Choisir la superficie la plus grande entre celles qui ont été obtenues par le calcul 1 (étape 6.1) en fonction de la mesure de la conductivité hydraulique ou par le calcul 2 (étape 6.2) en fonction de la charge liquide maximale. Utiliser la longueur minimale (étape 6.4) dans la détermination des dimensions finales de la zone d'infiltration. Veiller à ce que la largeur finale soit supérieure à la largeur minimale (voir étape 6.5).	La superficie la plus grande, celle qui a été établie à l'étape 6.1, est de 1 445 m <sup>2</sup> ; par conséquent : Aire = 1 445 m <sup>2</sup> (étape 6.1) Longueur = 41 m (étape 6.4) Largeur = aire/longueur = 1 445 m <sup>2</sup> /41 m = 35,2 m > 9,2 m
6.7	Trouver les dimensions définitives de la zone d'infiltration.	Dimensions définitives de la zone d'infiltration.	Longueur = 41 m Largeur = 35,2 m Aire = 1 445 m <sup>2</sup>

## 5.1.2 Scénario 2—Conception du système BVF (avec bassin externe)

Dans cette étude de cas, voici les modifications qui doivent être apportées aux systèmes existants :

- resurfaçage de l'enclos afin que sa surface soit étanche à l'eau après aménagement d'une pente vers le point de captage;
- construction d'un ponceau au-dessus du tuyau de transfert.

Les aménagements doivent aussi comprendre l'ajout des éléments suivants :

- bassin de stockage-décantation externe (existant) et puisard doté d'un siphon ou d'une pompe;
- tuyau d'amenée et tuyau de transfert;
- BVF, tuyau d'épandage et digues périmétriques.

Les pages qui suivent décrivent le processus décisionnel appliqué à la conception du système.

<b>Scénario 2—Conception du système BVF (avec bassin externe)</b>			
<b>Étape</b>	<b>Description</b>	<b>Méthode</b>	<b>Calculs</b>
<b>Aire de captage des eaux de ruissellement</b>			
1.1	Déterminer la superficie contribuant au volume d'écoulement.	Tracer sur une carte le réseau hydrographique autour de l'aire de captage envisagée; indiquer toutes les surfaces alimentant l'aire de captage en eaux de ruissellement; éliminer toutes les sources d'eau propre; détourner l'eau propre en amont et les eaux usées d'autres sources.	
1.2	Délimiter et mesurer l'aire de captage.	Mesurer la surface alimentant l'aire de captage en eaux de ruissellement.	Largeur = 20 m Longueur = 50 m Aire = 20 m × 50 m = 1 000 m <sup>2</sup>
1.3	Trouver le coefficient de ruissellement (voir section 3.1.3).	La surface de l'aire de captage doit être faite d'un matériau non poreux. On suppose que la surface est en béton et que le coefficient de ruissellement est de 0,95.	C = 0,95
1.4	Déterminer le volume de stockage et le débit de pointe.		

<b>Scénario 2—Conception du système BVF (avec bassin externe)</b>			
<b>Étape</b>	<b>Description</b>	<b>Méthode</b>	<b>Calculs</b>
1.4.1(a)	<b>Option 1</b> – Trouver l'épisode de pluie nominal (voir section 3.1.4) dans le but de calculer le volume de stockage maximal que doit avoir le bassin de stockage-décantation conformément à la méthode prudente.	Trouver dans le tableau 6.1, le centre le plus proche de la ferme et déterminer le volume de stockage maximal à prévoir.	Centre WPCP d'Oshawa Si A (aire de captage) = 1 000 m <sup>2</sup> , le volume de stockage maximal sera le suivant : V <sub>max</sub> = 69,1 m <sup>3</sup>
ou			
1.4.1(b)	<b>Option 2</b> – Utiliser les tables IDF et l'équation 3.1 pour déterminer le volume de stockage maximal.	À partir des tables IDF, trouver la quantité de pluie laissée en 24 heures par un épisode de pluie à récurrence de 25 ans à l'endroit le plus rapproché de la ferme (centre WPCP d'Oshawa) et calculer le volume de stockage maximal.	Si A (aire de captage) = 1 000 m <sup>2</sup> et si la quantité de pluie laissée en 24 heures par un épisode de pluie à récurrence de 25 ans au centre WPCP d'Oshawa = 72,7 mm, le volume de stockage maximal sera le suivant : V <sub>max</sub> = (0,95) (72,7 × 10 <sup>-3</sup> )(1 000 m <sup>2</sup> ) = 69,1 m <sup>3</sup>
1.4.2(a)	<b>Option 1</b> – Choisir le volume de stockage minimal en fonction du volume d'écoulement produit en 15 minutes par le débit de pointe sur 5 minutes d'un épisode de pluie à récurrence de 25 ans (voir la section 3.1.4 pour savoir comment calculer le volume de stockage minimal du bassin de stockage-décantation par la méthode rationnelle).	Trouver dans le tableau 6.2 le centre le plus proche de la ferme et déterminer le volume d'écoulement produit.	Centre WPCP d'Oshawa Si A (aire de captage) = 1 000 m <sup>2</sup> , le volume de stockage minimal est le suivant : V <sub>min</sub> = 31,7 m <sup>3</sup>
		Calculer le débit de pointe en divisant le volume obtenu dans le tableau 6.2 par la durée de rétention de 900 secondes.	q <sub>p</sub> = V <sub>min</sub> /900 = 31,7/900 = 35 × 10 <sup>-3</sup> m <sup>3</sup> /s
ou			
1.4.2(b)	<b>Option 2</b> – Utiliser les tables IDF et les équations 3.2 et 3.3 pour trouver le débit de pointe et le volume de stockage minimal.  Calculer le volume de stockage minimal.	Utiliser l'équation 3.2. L'intensité de pluie mesurée sur 5 minutes lors d'un épisode de pluie à récurrence de 25 ans par le centre WPCP d'Oshawa est de 137,4 mm/h.	Si A (aire de captage) = 1 000 m <sup>2</sup> , le débit de pointe sera le suivant : q <sub>p</sub> = (0,0027) (0,95) (137,4 mm/h) (0,1 ha) = 35 × 10 <sup>-3</sup> m <sup>3</sup> /s
		Utiliser l'équation 3.3 pour déterminer le volume de stockage minimal.	Volume de stockage minimal du bassin de stockage-décantation : V <sub>min</sub> = h <sub>tm</sub> q <sub>p</sub> = (900 sec) (35 × 10 <sup>-3</sup> m <sup>3</sup> /s) = 31,5 m <sup>3</sup> pour une durée de rétention de 15 minutes

<b>Scénario 2—Conception du système BVF (avec bassin externe)</b>			
<b>Étape</b>	<b>Description</b>	<b>Méthode</b>	<b>Calculs</b>
<b>Bassin de stockage-décantation</b>			
2.1	Choisir le type de bassin (voir section 3.2).	Choisir entre un bassin intégré délimité par des murs de retenue ou un bassin externe à fonction unique.	Bassin externe à fonction unique
2.3	Aménager un bassin de stockage-décantation externe à fonction unique.		
2.3.1(a)	Déterminer le volume de stockage maximal nécessaire.	Ce volume est égal au volume de stockage maximal calculé à l'étape 1.4.1(a) ou à l'étape 1.4.1(b).	$V_{\max} = 69,1 \text{ m}^3$
ou			
2.3.1(b)	Déterminer le volume de stockage minimal nécessaire.	Le volume de stockage minimal nécessaire est égal au volume calculé à l'étape 1.4.2(a) ou à l'étape 1.4.2(b).	$V_{\min} = 31,7 \text{ m}^3$
2.3.2	Déterminer le volume de stockage de la structure existante.		
2.3.2.1	Déterminer la capacité de stockage de la structure existante.	Soustraire la hauteur de la revanche et celle du déversoir d'urgence avant de calculer le volume de stockage maximal.	Dimensions du bassin existant : profondeur = 1,5 m; diamètre = 7 m $V = [\pi (7)^2/4] \times (1,5 - 0,3 - 0,15) = 40,4 \text{ m}^3$  Comme le volume de stockage est supérieur au volume de stockage minimal (31,7 m <sup>3</sup> ) requis, le bassin existant peut servir à recueillir les eaux de ruissellement, bien qu'il ne permette pas d'accueillir le volume d'écoulement produit en 24 heures par un épisode de pluie à récurrence de 25 ans (69,1 m <sup>3</sup> )
2.3.2.2	Déterminer les paramètres d'exploitation de la structure existante.	Déterminer la hauteur du volume de stockage maximal.	Hauteur = 1,50 m
		Déterminer la hauteur du volume de stockage maximal, diminuée de celle de la revanche et de celle du déversoir d'urgence.	Hauteur = 1,05 m
		Déterminer la hauteur du volume de stockage minimal.	Hauteur = 0,82 m (hypothèse)

<b>Scénario 2—Conception du système BVF (avec bassin externe)</b>			
<b>Étape</b>	<b>Description</b>	<b>Méthode</b>	<b>Calculs</b>
2.3.4	Calculer le débit sortant du bassin de stockage-décantation externe.	Utiliser l'équation 3.6 fondée sur le principe de la propagation du débit de l'amont vers l'aval, étant donné que le volume de stockage disponible est inférieur au volume de stockage calculé à l'étape 2.3.1(a) mais supérieur au volume de stockage minimal permettant d'accueillir le volume d'écoulement produit pendant 15 minutes par le débit de pointe sur 5 minutes d'un épisode de pluie à récurrence de 25 ans, tel qu'il est établi à l'étape 2.3.1(b).	$q_p = 35 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ $V = 40,4 \text{ m}^3 = 4,04 \times 10^{-3} \text{ ha}\cdot\text{m}$ $R = 72,7 \text{ mm}$ (table IDF - Oshawa) $A = 1\,000 \text{ m}^2 = 0,1 \text{ ha}$ $q_o = 35 \times 10^{-3} [1,25 - (1500 \times 4,04 \times 10^{-3} / 72,7 \times 0,1 + 0,06)^{0,5}] = 10,7 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$
<b>Bassin de captage-évacuation des eaux de ruissellement</b>			
3.1	Établir un point de captage là où l'effluent sort de l'aire de captage et est évacué vers le bassin de stockage externe.	Choisir un dispositif de dégrillage pour empêcher les gros débris d'entrer dans le bassin externe.	Dans le cas d'une grille en bois du genre clôture en lattes verticales, il faut espacer les morceaux de 2 x 6 po de ¾ po
3.4	Calculer l'ouverture du diaphragme en fonction de la capacité de débit transitant à travers l'orifice.	Dimensionner l'orifice en fonction du débit sortant maximal du bassin de stockage-décantation externe compte tenu d'une charge hydraulique égale à la hauteur d'eau au-dessus du diaphragme (utiliser le tableau 3.1 ou l'équation 3.7). Utiliser le débit établi à l'étape 2.3.4.	$Q = 10,7 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ $h = 1,05 - 0,82 = 0,23 \text{ m}$ Selon le tableau 3.1, le diamètre de l'orifice est $D = 0,11 \text{ m}$ L'équation 3.7 donne : $A$ (aire de l'orifice) $= 10,7 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} / [(0,61) (2 \times 9,8 \times 0,23)^{0,5}] = 8,26 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ ; et $D$ (diamètre de l'orifice) $= (4 \times 8,26 \times 10^{-3} / \pi)^{0,5} = 0,10 \text{ m}$
3.5	Calculer le diamètre du drain.	Choisir un drain qui accueille deux fois le débit à la sortie du bassin de stockage-décantation externe (utiliser le tableau 3.1 ou l'équation 3.7). Utiliser le débit établi à l'étape 2.3.4.	$Q = 10,7 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \times 2 = 21,4 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ $h = 1,05 - 0,82 = 0,23 \text{ m}$ Selon le tableau 3.1, $D$ (diamètre de l'orifice) $= 0,14 \text{ m}$ L'équation 3.7 donne : $A = 21,4 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} / [(0,61) (2 \times 9,8 \times 0,23)^{0,5}] = 16,5 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ et $D$ (diamètre de l'orifice) $= (4 \times 16,5 \times 10^{-3} / \pi)^{0,5} = 0,14 \text{ m}$

<b>Scénario 2—Conception du système BVF (avec bassin externe)</b>			
<b>Étape</b>	<b>Description</b>	<b>Méthode</b>	<b>Calculs</b>
3.6	Déterminer la superficie minimale des orifices ponctuant la colonne montante perforée.	Utiliser l'équation 3.7 pour déterminer la superficie de l'ensemble des fentes. Majorer cette superficie de 25 %.	$A = 10,7 \times 10^{-3} / [(0,61) (2 \times 9,8 \times 0,23)^{0,5}]$ $= 8,26 \times 10^{-3} \times 1,25 = 10,3 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ $= 103 \text{ cm}^2$ Pour obtenir 103 cm <sup>2</sup> avec des fentes de 2 × 2 cm, il faut 26 fentes
3.7	Décider des caractéristiques du puisard.	Choisir les dimensions et le type appropriés de puisard. Le niveau d'eau maximal dans le puisard doit arriver sous la ligne de gel. Profondeur totale du puisard = profondeur de la ligne de gel + profondeur nécessaire pour loger le volume d'eau requis par la pompe ou le siphon. S'informer du volume recommandé pour le puisard auprès de fabricants de puisards et de siphons ou de pompes.	
3.8	Choisir le siphon.	Communiquer avec un fabricant de siphons pour choisir le mécanisme d'écoulement par gravité le mieux adapté au puisard (p. ex. Flout <sup>TM</sup> ) <sup>1</sup> .	
<b>Tuyau de transfert</b>			
4.1	Déterminer le débit cible.	Viser un débit dans le tuyau de transfert qui soit de 10 % supérieur au débit sortant du bassin de stockage-décantation, tel qu'il est établi à l'étape 2.3.4.	$Q = 10,7 \times 10^{-3} \times 1,10 = 11,8 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$
4.2	Déterminer la pente minimale du tuyau de transfert.	Utiliser l'équation de Manning (équation 3.9), compte tenu d'une vitesse d'écoulement minimale de 0,6 m/s et d'un coefficient de rugosité de Manning de 0,009.	$A = Q/V = 11,8 \times 10^{-3} / 0,6 = 0,020 \text{ m}^2$ $D = (4 \times 0,020 / \pi)^{0,5} = 0,16 \text{ m}$ ; choisir un tuyau de 200 mm $R = D/4 = 0,2/4 = 0,05 \text{ m}$ $S = [0,6 \times 0,009 / (0,05)^{2/3}]^2 = 0,0016 \text{ m/m}$
4.3	Déterminer les variables de calcul permettant d'évaluer le réseau de transfert.	Déterminer l'élévation de l'entrée du tuyau de transfert provenant du puisard.	Élévation à l'entrée = 253 m
		Déterminer la course du tuyau de transfert du puisard au sommet de la zone d'infiltration.	Course du tuyau de transfert = 260 m
		Déterminer l'élévation au sommet de la zone d'infiltration envisagée.	Élévation au sommet de la zone d'infiltration = 270 m

<sup>1</sup> La mention de marques de commerce ne saurait être interprétée comme signifiant que le MAAARO, le MEO ni CH2M HILL Canada Limited les recommandent de préférence à toute autre.

<b>Scénario 2—Conception du système BVF (avec bassin externe)</b>			
<b>Étape</b>	<b>Description</b>	<b>Méthode</b>	<b>Calculs</b>
		Déterminer l'élévation à la sortie du tuyau de transfert.	Élévation à la sortie du tuyau de transfert = $253 \text{ m} - (0,0016 \text{ m/m} \times 260 \text{ m}) = 252,6 \text{ m}$
		Comparer l'élévation à la sortie du tuyau de transfert à l'élévation au sommet de la zone d'infiltration (voir étape 4.4).	Élévation à la sortie du tuyau de transfert de 252,6 m contre élévation au sommet de la zone d'infiltration de 270 m (voir étape 4.4)
		Calculer le dénivelé entre le point d'entrée du tuyau de transfert évacuant l'eau du puisard et le sommet de la zone d'infiltration.	Dénivelé = $253 \text{ m} - 270 \text{ m} = -17 \text{ m}$ , donc une augmentation de l'élévation de 17 m pour le système de pompage
4.4	Décider si l'écoulement doit se faire par gravité ou par pompage.	Si l'élévation au sommet de la zone d'infiltration est supérieure à l'élévation à la sortie du tuyau de transfert, l'écoulement par gravité jusqu'au sommet de la zone d'infiltration ne sera pas possible.	Voir étape 4.3; l'installation d'une pompe s'impose.
4.5	Déterminer le débit cible.	Voir étape 4.1.	$Q = 10,7 \times 10^{-3} \times 1,10 = 11,8 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$
4.6	Déterminer les pertes de charge totales entre le point d'entrée dans la pompe et la sortie du tuyau d'épandage.	Utiliser l'équation Darcy-Weisbach (équation 3.8) avec $f = 0,020$ . Dans la présente étude de cas, on supposera que les pertes par friction sont négligeables. Ajouter la charge hydraulique de 0,9 m (3 pi) imposée au tuyau d'épandage.	Différence de charge hydraulique (différence d'élévation) = 17 m Pertes dues à la friction = $f (L/D) (V^2/2g)$ $= 0,020 (260/0,15) (0,6)^2/2 \times 9,81 = 0,64 \text{ m}$ Charge hydraulique imposée au tuyau d'épandage = 0,9 m Pertes de charge totales = $17 + 0,64 + 0,9 = 18,54 \text{ m}$
4.7	Choisir le type de pompe et sa puissance.	Choisir une pompe d'eaux d'égout submersible (une pompe à vis de préférence).	Se procurer les courbes de rendement des pompes auprès du fabricant et choisir la pompe compatible avec le débit cible dans le tuyau de transfert et les pertes de charge totales, c.-à-d. $11,8 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ pour des pertes de charge totales de 18,54 m
4.8	Déterminer la grosseur de tuyau nécessaire.	Recalculer la grosseur de tuyau en fonction de la pompe choisie et vérifier si la vitesse d'écoulement est en deçà de 1,5 m/s et si les pertes par friction sont acceptables.	

<b>Scénario 2—Conception du système BVF (avec bassin externe)</b>			
<b>Étape</b>	<b>Description</b>	<b>Méthode</b>	<b>Calculs</b>
4.9	Déterminer les exigences liées à l'alimentation en électricité et aux commandes.	Évaluer la distance de la source d'alimentation en électricité et l'énergie nécessaire pour alimenter et commander automatiquement la pompe.	S'informer des recommandations auprès d'un consultant ou d'un entrepreneur électricien
<b>Tuyau d'épandage</b>			
5.1	Déterminer la longueur du tuyau d'épandage.	Déterminer la longueur du tuyau d'épandage en fonction de la largeur de la zone d'infiltration (calculée à l'étape 6.7).	Longueur du tuyau = 78,5 m (étape 6.7)
5.2	Décider du diamètre du tuyau d'épandage.	Utiliser l'équation de Manning (équation 3.9) en supposant que la pente du tuyau est entre 0,1 et 0,3 % et que l'effluent coule à pleins tuyaux à la vitesse minimale de 0,6 m/s et que $n = 0,009$ .	$S$ (pente hypothétique) = 0,3 % = $0,3 \times 0,01 = 0,003$ m/m $D = 4 \{[(Vn)/S^{0,5}]^{1,5}\} = 4 \{[(0,6 \times 0,009)/0,003^{0,5}]^{1,5}\} = 0,124$ m Choisir un tuyau de 150 mm
5.3	Déterminer la capacité de débit transitant à travers les orifices d'écoulement du tuyau d'épandage.	Utiliser l'équation 3.7 et les valeurs suivantes : $h = 0,9$ m $C = 0,61$ Diamètre d'un orifice = 20 mm	$Q$ (capacité de débit transitant à travers les orifices) = $0,61 \times \pi (0,02)^2 / 4 \times (2 \times 9,8 \times 0,9)^{0,5} = 0,8 \times 10^{-3}$ m <sup>3</sup> /s
5.4	Déterminer le nombre d'orifices d'écoulement nécessaires compte tenu de la capacité de débit.	Utiliser comme débit d'épandage cible, le débit cible majoré de 25 %. Diviser le débit d'épandage cible par la capacité de débit transitant à travers les orifices, selon les calculs effectués à l'étape 5.3.	$Q = 11,8 \times 10^{-3} \times 1,25 = 0,015$ m <sup>3</sup> /s $N^{bre}$ d'orifices = $0,015 / 0,8 \times 10^{-3} = 19$ orifices Choisir 20 orifices Espacement des orifices = longueur du tuyau d'épandage (étape 5.1) / $n^{bre}$ d'orifices = $78,5$ m / 20 = 3,93 m Espacer les orifices de $78,5$ m / 20 = 3,93 m de centre à centre
<b>Zone d'infiltration</b>			
6.1	Déterminer la superficie minimale de la zone d'infiltration en fonction de la conductivité hydraulique du sol en milieu saturé (calcul 1).	La mesure <i>in situ</i> de la conductivité hydraulique du sol en milieu saturé a donné une valeur de 0,3168 m/jour.	$Q = (10,7 \times 10^{-3}) \times 1,10 = 11,8 \times 10^{-3}$ m <sup>3</sup> /s = 1 020 m <sup>3</sup> /jour $A = 1 020 / 0,3168 = 3 220$ m <sup>2</sup>

<b>Scénario 2—Conception du système BVF (avec bassin externe)</b>			
<b>Étape</b>	<b>Description</b>	<b>Méthode</b>	<b>Calculs</b>
6.2	Déterminer la superficie minimale de la zone d'infiltration en fonction de la charge liquide (calcul 2).	Utiliser le tableau 3.3 pour connaître les précipitations mensuelles maximales normales pour la station météorologique la plus proche.	Précipitations mensuelles maximales normales pour la station météorologique la plus proche (aéroport de Trenton) = 91,2 mm = 0,0912 m/mois
		Calculer les précipitations hebdomadaires maximales normales (précipitations mensuelles maximales normales/4).	Précipitations hebdomadaires maximales normales = $0,0912/4 = 22,8 \times 10^{-3}$ m/semaine
		Calculer le volume d'écoulement hebdomadaire produit par l'enclos revêtu. La surface de la cour revêtue est de 1 000 m <sup>2</sup> .	Volume d'écoulement hebdomadaire produit par l'enclos revêtu = $1\ 000\ m^2 \times (22,8 \times 10^{-3}) = 22,8\ m^3$
		Calculer le maximum de précipitations que peut recevoir chaque semaine la BVF. La charge liquide maximale admissible est de 0,05 m/semaine.	Maximum de précipitations que peut recevoir chaque semaine la BVF = $0,05\ m - (22,8 \times 10^{-3}) = 27,2 \times 10^{-3}\ m$
		Calculer la superficie minimale de la BVF en fonction du volume d'écoulement hebdomadaire produit par l'enclos revêtu et du maximum de précipitations que peut recevoir chaque semaine la BVF.	Superficie minimale de la BVF = $22,8\ m^3 / 27,2 \times 10^{-3}\ m = 838\ m^2$
6.3	Déterminer la superficie minimale de la zone d'infiltration par le calcul 1 (étape 6.1) et par le calcul 2 (étape 6.2).	Voir étapes 6.1 et 6.2. Choisir la superficie la plus grande entre celles qui ont été obtenues aux étapes 6.1 et 6.2.	Superficie minimale de la zone d'infiltration établie par le calcul 1 (étape 6.1) = 3 220 m <sup>2</sup>
6.4	Déterminer la longueur minimale de la zone d'infiltration.	La pente de la BVF est de 4 % (voir tableau 3.4).	Pour une pente de 4 %, la longueur de la BVF = 41 m
6.5	Déterminer la largeur minimale de la zone d'infiltration.	Utiliser l'équation 3.10 (voir tableau 3.4).	Profondeur du volume d'écoulement = $1,27 \times 10^{-2}\ m$ Vitesse d'écoulement = $4,54 \times 10^{-2}\ m/s$ Largeur = $11,8 \times 10^{-3}\ m^3/s / (1,27 \times 10^{-2}\ m \times 4,54 \times 10^{-2}\ m/s) = 20,5\ m$

Scénario 2—Conception du système BVF (avec bassin externe)			
Étape	Description	Méthode	Calculs
6.6	Calculer les dimensions réelles de la zone d'infiltration.	Choisir la superficie la plus grande entre celles qui ont été obtenues par le calcul 1 (étape 6.1) en fonction de la mesure de la conductivité hydraulique ou par le calcul 2 (étape 6.2) en fonction de la charge liquide maximale.  Utiliser la longueur minimale (étape 6.4) dans la détermination des dimensions définitives de la zone d'infiltration. Veiller à ce que la largeur définitive soit supérieure à la largeur minimale (voir étape 6.5).	La superficie la plus grande est celle qui est établie à l'étape 6.1; elle est de 3 220 m <sup>2</sup> ; par conséquent :  Aire = 3 220 m <sup>2</sup> (étape 6.1) Longueur = 41 m (étape 6.4) Largeur = aire/longueur = 3 220 m <sup>2</sup> /41 m = 78,5 m > 20,5 m
6.7	Trouver les dimensions définitives de la zone d'infiltration.	Dimensions définitives de la zone d'infiltration.	Longueur = 41 m Largeur = 78,5 m Aire = 3 220 m <sup>2</sup>

## 5.2 Possibilité de traitement de l'effluent

Le producteur qui estime qu'un système BVF ne convient pas à son exploitation peut se tourner vers d'autres solutions de gestion des eaux de ruissellement. Il peut notamment :

- prolonger le toit pour qu'il recouvre complètement l'enclos et la structure de stockage du fumier;
- recueillir les eaux de ruissellement et les stocker en vue de les épandre par la suite sur les terres (obligation de prévoir alors une capacité de stockage minimale de 240 jours).

Si l'épandage sur les terres ne peut être envisagé en raison de la teneur de l'effluent en éléments nutritifs, voici des solutions de rechange possibles :

- aménagement d'un marais artificiel;
- aménagement d'un bassin filtrant végétalisé.

Les deux solutions de rechange qui précèdent tirent parti des caractéristiques du sol et des végétaux pour filtrer les éléments nutritifs et les contaminants contenus dans les eaux de ruissellement. Dans un système de bassin filtrant végétalisé, des drains souterrains captent l'eau et acheminent l'effluent traité vers un réservoir de stockage ou une unité de traitement supplémentaire (p. ex. un marais artificiel ou un système de BVF).