

**ÉTUDE DE LA GESTION DES EAUX PLUVIALES  
DU PROJET PIERREFONDS OUEST**

**RAPPORT D'ÉTUDE PRÉLIMINAIRE  
VILLE DE MONTRÉAL**

Préparée par : Philippe Lazure  
Philippe Lazure, ing. jr.

Vérfiée par : Claude Colletette  
Claude Colletette, ing.

**PROJET N° M00717A-114**

5 décembre 2008

## Table des matières

<b>1. Introduction</b>	<b>4</b>
1.1 Mandat	4
1.2 Objectif	4
1.3 Problématique	4
<b>2. Territoire à l'étude</b>	<b>5</b>
2.1 Description du territoire à l'étude	5
2.2 Documents consultés	6
<b>3. Analyse des conditions existantes</b>	<b>7</b>
3.1 Définition des bassins de drainage	7
3.1.1 Ruisseau Lauzon	8
3.1.2 Ruisseau « A »	9
3.1.3 Ruisseau O'Connell	9
3.1.4 Cours d'eau A440	10
3.2 Données disponibles	10
<b>4. Gestion des eaux pluviales</b>	<b>11</b>
4.1 Problématique	11
4.1.1 Comparaison avec le projet Héritage	11
4.2 Critères de calcul	14
4.2.1 Trame de rue	14
4.2.2 Aménagement des marais	15
4.2.3 Hydrologie et hydraulique	16
4.3 Description des variantes étudiées	16
4.4 Les composantes du plan directeur de gestion des eaux pluviales	20
4.4.1 Mode de transport des eaux pluviales	20
4.4.2 Densité de développement	20
4.4.3 Bassins de rétention	21
4.4.4 Contrôle à la source	23
4.4.5 Gestion des Marais Lauzon et 90	29
4.5 Analyse comparative des variantes	35
<b>5. Conclusions</b>	<b>37</b>
<b>Annexe A</b>	<b>40</b>
<b>Annexe B</b>	<b>41</b>
<b>Annexe C</b>	<b>44</b>

## Table des Figures

Figure 1 - Territoire à l'étude .....	5
Figure 2 - Drainage naturel.....	7
Figure 3 - Bassins tributaires aux exutoires .....	8
Figure 4 - Section critique de 1,2 m <sup>3</sup> /s (ruisseau Lauzon) .....	9
Figure 5 - Section critique de 2,24 m <sup>3</sup> /s (rivière à l'Orme) .....	9
Figure 6 - Sections critiques de 0,3 m <sup>3</sup> /s et 8 m <sup>3</sup> /s respectivement (ruisseau O'Connell) .....	10
Figure 7 - Section critique de 5 m <sup>3</sup> /s (fossé A440) .....	10
Figure 8 - Projet Héritage vs Pierrefonds Ouest .....	12
Figure 9 - Différence du niveau des hautes eaux .....	13
Figure 10 - Conduite d'égout et couvert minimum .....	14
Figure 11 - Trame de rue.....	15
Figure 12 - Bassins de drainage proposés.....	17
Figure 13 - Variante A1 .....	19
Figure 14 - Variante A2 .....	19
Figure 15 - Réseau d'égout mineur-majeur.....	20
Figure 16 - Secteur Bois-Franc .....	21
Figure 17 - Noue à l'intérieur de l'îlot.....	24
Figure 18 - Volume traité et retenu à l'intérieur de la noue .....	24
Figure 19 - Exemple d'application de noue .....	25
Figure 20 - Bande filtrante .....	26
Figure 21 - Volume traité et retenu à l'intérieur de la bande filtrante .....	26
Figure 22 - Exemple d'application de bande filtrante .....	27
Figure 23 – Exemple de gestion des eaux de toit .....	28
Figure 24 - Courbe d'emmagasinement du Marais Lauzon .....	30
Figure 25 - Courbe d'emmagasinement du Marais 90 .....	30
Figure 26 – Simulation de la pluie réelle de 1997 pour le Marais 90 .....	33
Figure 27 - Exemple de bassin de traitement.....	35
Figure 28 - Courbes de remblai-déblai – Extrait du plan 3.....	36

## Table des Tableaux

Tableau 1 – Caractéristiques des variantes étudiées .....	18
Tableau 2 - Comparaison des volumes de rétention.....	21
Tableau 3 - Comparaison des superficies équivalentes.....	22
Tableau 4 - Potentiel de réduction pour le projet Pierrefonds Ouest .....	29
Tableau 5 – Débit horaire annuel moyen acheminé au Marais 90.....	31
Tableau 6 - Comparaison des remblais-déblais .....	37

## Liste des plans

- Plan 1 – Variante A1 – Plan directeur
- Plan 2 – Variante A2 – Plan directeur
- Plan 3 – Variante A1 – Plan de déblai / remblai
- Plan 4 – Variante A2 – Plan de déblai / remblai

## **1. Introduction**

### **1.1 Mandat**

Dans le cadre des projets anticipés dans l'Ouest de l'île, le Service des infrastructures, transport et environnement (SITE) de la Ville de Montréal a mandaté CIMA+ afin de réaliser un plan directeur de gestion des eaux pluviales pour le projet Pierrefonds Ouest dans le but de répondre aux besoins des différents intervenants du projet. Celui-ci s'inscrit dans le cadre du respect des valeurs de développement durable et de conservation des milieux naturels. À cette fin, le mode de développement et de gestion des eaux de ruissellement doit assurer la pérennité des zones humides (Marais Lauzon et 90) et préserver l'alimentation des cours d'eau sur le territoire (branche A de la rivière à l'Orme, ruisseaux Lauzon et O'Connell).

### **1.2 Objectif**

Le présent rapport fournit les informations techniques de base relatives à la compréhension des problématiques du projet et à l'élaboration d'un réseau d'égout pluvial, telles que la morphologie des exutoires et leur capacité, les critères de conception transmis par les différents intervenants du projet, l'élaboration de deux variantes de drainage ainsi que diverses méthodes pour traiter les eaux pluviales afin de rencontrer les objectifs de qualité des eaux devant alimenter les marais à préserver.

### **1.3 Problématique**

Plusieurs facteurs propres au développement Pierrefonds Ouest composent la problématique de gestion des eaux pluviales de ce projet. Ces facteurs sont notamment, le caractère plat du territoire étudié, le niveau des hautes eaux du Lac des Deux-Montagnes (plaines inondables), la conservation des cours d'eau naturels et des Marais Lauzon et 90, la faible profondeur des exutoires naturels ainsi que l'alimentation hydrique de ceux-ci.

## 2. Territoire à l'étude

### 2.1 Description du territoire à l'étude

Le projet Pierrefonds Ouest couvre une superficie d'environ 200 hectares, délimitée par le boul. Gouin au *nord*, l'emprise de la future autoroute 440 à l'*est* et la Rivière à l'Orme à l'*ouest*. Ce territoire possède 3 exutoires naturels, illustrés à la Figure 1, soit : le ruisseau Lauzon, le ruisseau O'Connell (également exutoire du projet Héritage) et la branche A de la rivière à l'Orme (ruisseau A). De plus, 2 zones marécageuses légèrement en dépression (25,6 m) par rapport au territoire existant sont présentes en amont des ruisseaux Lauzon et O'Connell.

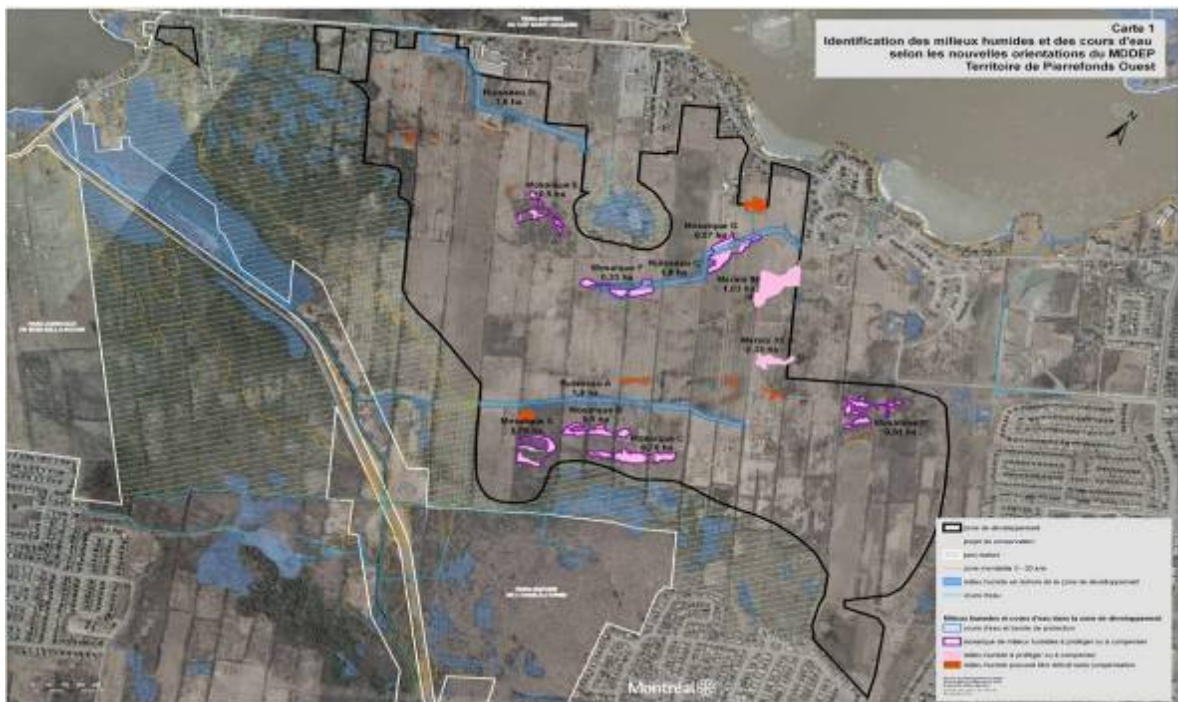


Figure 1 - Territoire à l'étude

D'une topographie presque plane, le niveau moyen du territoire se situe à l'élévation 26,0 m et présente une pente moyenne d'environ 0,1 % vers chacun des exutoires. Seule la partie complètement au sud du projet (dénotée le secteur 4 lors

du projet Héritage)<sup>1</sup>, adjacente à l'emprise de l'autoroute 440, possède une pente de terrain plus prononcée et atteint un niveau maximum à l'élévation 33,0 m. De façon générale, le sol retrouvé sur le territoire à l'étude est de type « argile/silt ».

## 2.2 Documents consultés

Les documents suivants ont été consultés dans le cadre de cette étude :

- plan directeur de gestion des eaux pluviales, Développement Pierrefonds Ouest (Héritage), Ville de Pierrefonds, Groupe conseil Génivar, mars 2002
- caractérisation des milieux humides et des cours d'eau du secteur ouest de l'arrondissement de Pierrefonds-Roxboro, Tecsalt, décembre 2006
- carte des sols des Îles de Montréal – Jésus – Bizard, Service des fermes expérimentales, Ottawa 1952

---

<sup>1</sup> Plan directeur de gestion des eaux pluviales – Développement Pierrefonds Ouest – Ville de Pierrefonds - Groupe Conseil Genivar, mars 2002

### 3. Analyse des conditions existantes

#### 3.1 Définition des bassins de drainage

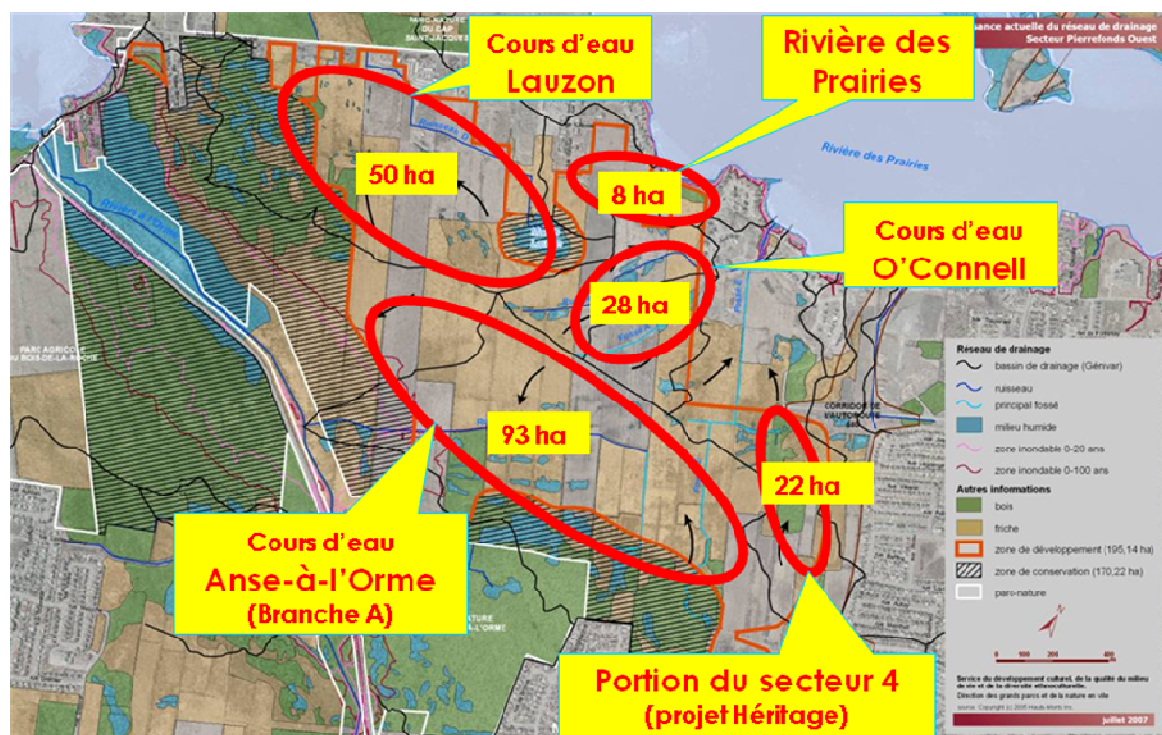
La Figure 2 illustre le découpage naturel des bassins de drainage du projet Pierrefonds Ouest.



Figure 2 - Drainage naturel

La Figure 3 illustre de façon schématique les bassins de drainage des différents exutoires et leurs superficies respectives.





**Figure 3 - Bassins tributaires aux exutoires**

Afin de minimiser le remblayage lors du développement du projet et d'assurer l'alimentation en eau des exutoires, il a été convenu en début de projet, de conserver le plus possible les limites des bassins naturels pour la délimitation des sous-bassins urbanisés.

### 3.1.1 Ruisseau Lauzon

Le ruisseau Lauzon draine une superficie d'environ 50 ha du projet Pierrefonds Ouest et 145 ha au total, incluant le territoire du Cap St-Jacques, entre le Marais Lauzon et le Lac des Deux-Montagnes. Cet axe de drainage possède une longueur d'environ 2,4 km avec une pente moyenne de 0,11 % et une section critique de 1,2 m<sup>3</sup>/s de capacité hydraulique. En tête du ruisseau, on retrouve le Marais Lauzon. À l'exutoire du projet Pierrefonds Ouest, au droit du boul. Gouin, le fond du ruisseau est environ à l'élévation 24,6 m. Des ponceaux de 1350 mm de diamètre sont présents tout au long du ruisseau jusqu'au Lac des Deux-Montagnes.

La Figure 4 illustre la section critique.

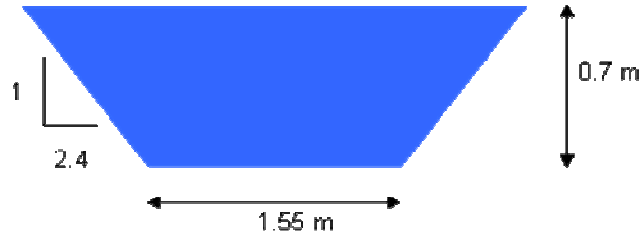


Figure 4 - Section critique de 1,2 m<sup>3</sup>/s (ruisseau Lauzon)

### 3.1.2 Ruisseau « A »

Le branche « A » de la rivière à l'Orme draine une superficie d'environ 93 ha du projet Pierrefonds Ouest et fait partie du grand bassin versant de la rivière à l'Orme qui comprend environ 2050 ha. La branche « A » possède une longueur d'environ 850 m avec une pente de 0,25 % et une section critique de 2,24 m<sup>3</sup>/s de capacité hydraulique. À l'exutoire du projet Pierrefonds Ouest, le fond de cet embranchement est environ à l'élévation 23,6 m. La Figure 5 illustre les dimensions de la section critique :

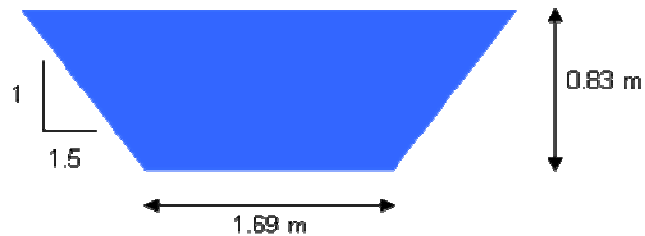


Figure 5 - Section critique de 2,24 m<sup>3</sup>/s (rivière à l'Orme)

### 3.1.3 Ruisseau O'Connell

Le ruisseau O'Connell draine une superficie d'environ 28 ha du projet Pierrefonds Ouest, incluant le Marais 90 (amont) et sert d'exutoire au lac de rétention du projet Héritage (aval). Cet axe de drainage possède une longueur d'environ 300 m avec une pente de 0,12 % et une section moyenne de 0,3 m<sup>3</sup>/s de capacité hydraulique à la sortie du Marais 90 et de 8,0 m<sup>3</sup>/s à la sortie du Lac de rétention du projet Héritage. Un ponceau de 450 mm et un autre de 1200 mm de

diamètre assurent l'écoulement à la sortie du Marais 90 et du boul. Gouin respectivement. La Figure 6 illustre les dimensions des 2 sections citées auparavant, en amont et en aval du lac de rétention du projet Héritage :

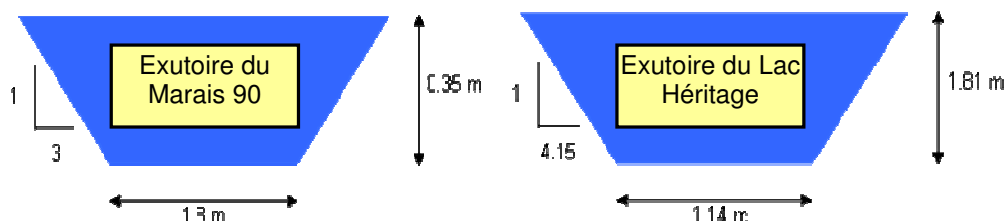


Figure 6 - Sections critiques de 0,3 m<sup>3</sup>/s et 8 m<sup>3</sup>/s respectivement (ruisseau O'Connell)

### 3.1.4 Cours d'eau A440

Le cours d'eau de l'autoroute 440 possède une longueur d'environ 500 m avec une pente de 0,3 % et une section critique de 5,0 m<sup>3</sup>/s de capacité hydraulique. À l'exutoire du projet Pierrefonds Ouest, le fond du ruisseau est environ à l'élévation 24,9 m et 2 ponceaux de 900 mm de diamètre assurent l'écoulement à la jonction du boul. Gouin. La Figure 7 présente les dimensions de la section critique :

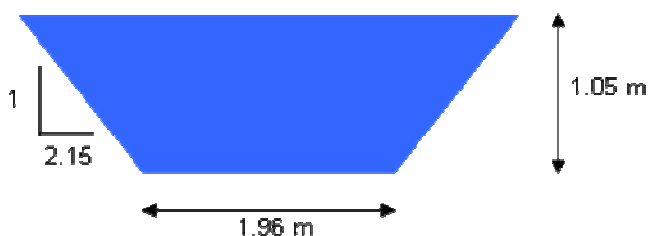


Figure 7 - Section critique de 5 m<sup>3</sup>/s (fossé A440)

## 3.2 Données disponibles

L'analyse des cours d'eau naturels existants a été possible grâce aux 2 relevés d'arpentage effectués par CIMA+ le 22 janvier et le 11 juin 2008. De plus, le plan directeur du projet Héritage a également fourni le patron de drainage du terrain naturel de tout le secteur Pierrefonds. La Ville de Montréal a également fourni un plan montrant les élévations du terrain existant.

## **4. Gestion des eaux pluviales**

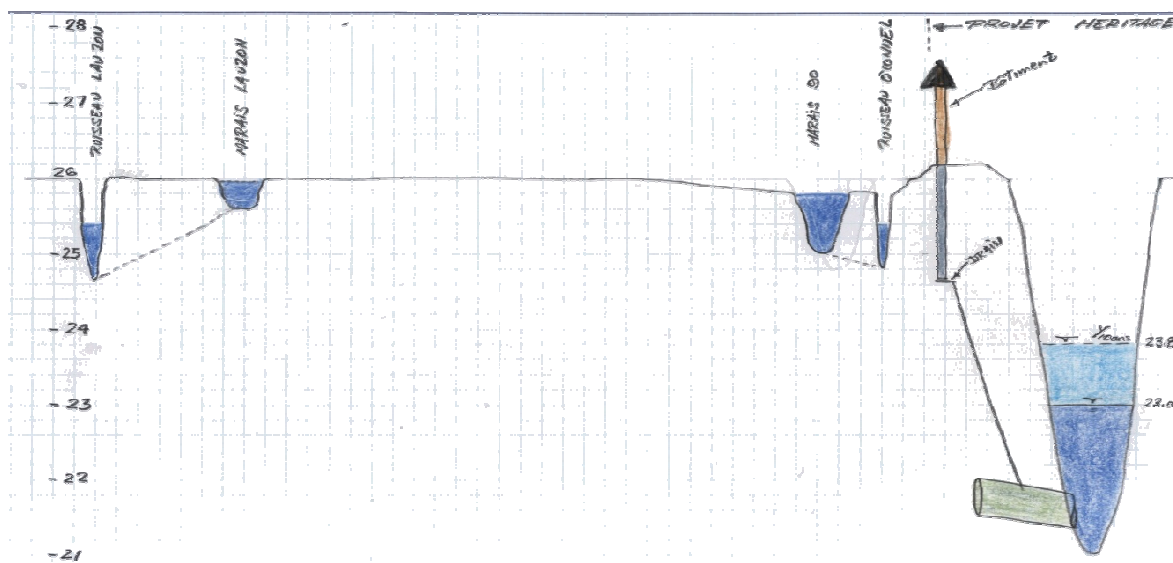
### **4.1 Problématique**

L'aménagement du territoire, selon des principes de développement durable préconisé par le groupe de travail du Service de la mise en valeur du Patrimoine de la ville de Montréal, intègre la conservation des milieux humides et des cours d'eau. L'impact du développement urbain doit le moins possible influencer la biodiversité des 3 cours d'eau et des 2 marais à préserver, soit le Marais Lauzon et 90, les ruisseaux Lauzon et O'Connell, ainsi que la rivière à l'Orme. Des mesures de mitigation telles que des ouvrages de rétention dans le but de régulariser les débits vers les cours d'eau pour réduire les risques d'érosion et un traitement des eaux pluviales des eaux acheminées vers les marécages seront donc essentielles à la réalisation de cet objectif.

Hormis le contexte environnemental du projet, la topographie plane du site influence grandement le développement de solutions de gestion des eaux pluviales. La faible pente du terrain naturel (0,1 % en moyenne), le niveau des hautes eaux du Lac des Deux-Montagnes et la faible profondeur des cours d'eau existants (+/- 1 m) entraîneront un remblayage sur l'ensemble du terrain.

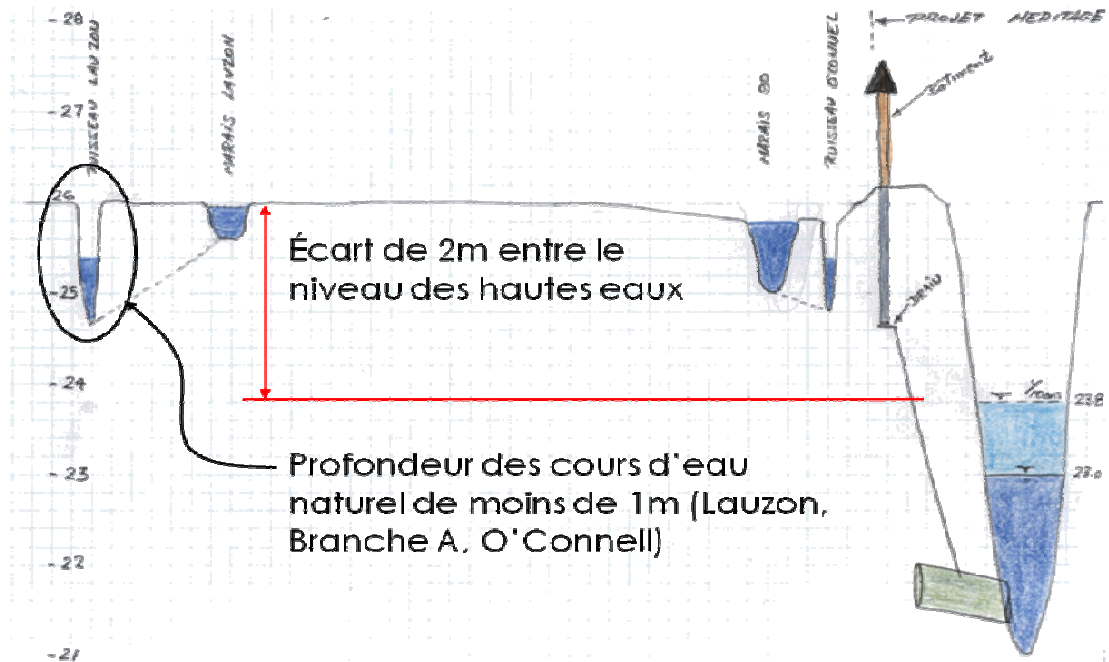
#### **4.1.1 Comparaison avec le projet Héritage**

La comparaison entre les caractéristiques du projet Pierrefonds Ouest et du projet Héritage (situé immédiatement à l'est du projet Pierrefonds Ouest) permet de mieux comprendre les différentes problématiques inhérentes au projet à l'étude.



**Figure 8 - Projet Héritage vs Pierrefonds Ouest**

On remarque à la Figure 8 que le projet Héritage est doté d'un lac de rétention dont le niveau permanent des eaux se maintient à l'élévation 23,0 m environ, contrairement au Marais Lauzon et 90 qui possèdent un niveau permanent en eau se situant environ à l'élévation 25,5 m. Les niveaux des terrains naturels de ces deux projets sont environ à la même élévation soit 26,0 m.



**Figure 9 - Différence du niveau des hautes eaux**

Selon l'objectif de conservation des cours d'eau et des milieux humides fixé en début de projet, les exutoires naturels peu profonds (voir Figure 9) ne permettent pas l'utilisation de conduites de diamètre supérieur à leur profondeur (du moins sans recourir à des remblais de terrains). Il n'est également pas possible de prévoir un drainage par gravité des drains de fondation sans prévoir des remblais importants de terrains.

Considérant les limites précédentes, les contraintes de conception illustrées à la Figure 10 ont été établies :

- conduit d'un diamètre maximum de 1050 mm pour les exutoires aux cours d'eau naturels
- niveau de rue de 800 mm supérieur au niveau des hautes eaux des ouvrages de rétention
- profondeur des radiers des conduites d'environ 1,8 m par rapport au pavage projeté

- pompes d'épuisement pour tous les sous-sols sans raccordement par gravité

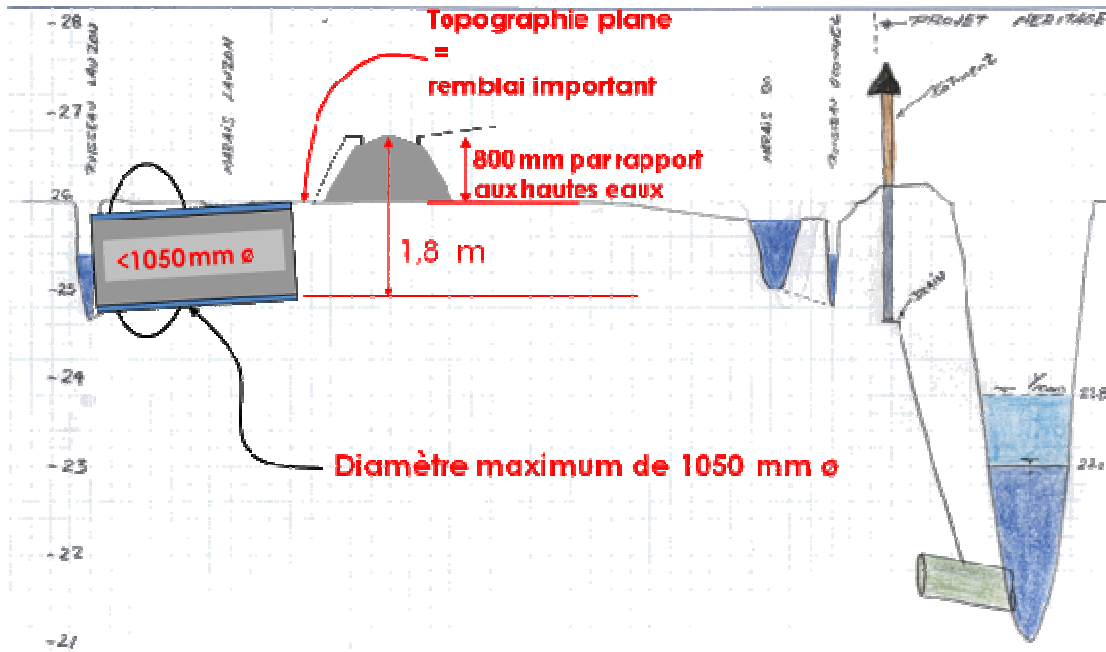


Figure 10 - Conduite d'égout et couvert minimum

## 4.2 Critères de calcul

La Ville de Montréal a émis des lignes directrices et des critères de calcul pour la gestion des eaux pluviales du projet Pierrefonds Ouest. Les sous-sections suivantes présentent les principes et critères de conception des intervenants du projet.

### 4.2.1 Trame de rue

La trame de rue, mise à jour le 16 juillet 2008 dernier, fait suite à la « charrette d'urbanisme » qui s'est tenue en février 2008 et qui prévoit l'emplacement des bassins de rétention dans les zones réservées aux parcs. Cette trame de rue présentée à la Figure 11 vise à souligner les axes des anciens fossés de drainage agricole (noues, bandes filtrantes, arbres, etc.).



Figure 11 - Trame de rue

#### 4.2.2 Aménagement des marais

Les critères de conception pour la préservation des Marais Lauzon et 90 ont été définis par le consultant Canards Illimités, spécialisé en conservation des milieux humides. Deux critères importants doivent être respectés pour l'alimentation des marais :

- une augmentation maximale de 25 mg/L des matières en suspension par rapport à la concentration naturelle (critères du MDDEP de la qualité de l'eau de surface au Québec – protection de la vie aquatique);
- débit moyen d'alimentation en eau des marais d'au moins 35 à 40 l/min.



### 4.2.3 Hydrologie et hydraulique

Les critères de conception dans le cadre de ce projet ont été émis par le SITE le 5 septembre 2008 et sont présentés à l'annexe A.

En cours de projet, les orientations suivantes ont également été retenues pour la gestion des eaux pluviales :

- conservation de l'alimentation en eau des cours d'eau existants et des milieux humides.
- respect des divisions naturelles des bassins de drainage afin de minimiser les remblais.
- acheminer les eaux de ruissellement aux cours d'eau naturels afin de conserver leur alimentation. Pour remplir cet objectif, des conduites peu profondes de moins de 1 m de profondeur et le ruissellement en surface (rues ou fossés) devront être utilisés.

### 4.3 Description des variantes étudiées

Les deux variantes de drainage étudiées privilégient l'utilisation des exutoires naturels lorsque possible (ruisseau Lauzon, ruisseau O'Connell et branche A de la rivière à l'Orme). Elles ont été élaborées en fonction des critères présentés à la section 4.2. Les plans 1 et 2 en annexe illustrent les variantes proposées. Celles-ci ont en commun leurs bassins de drainage (voir Figure 12) dont les limites futures présentent une similarité avec les limites des bassins naturels de drainage et ce, afin de minimiser le remblayage des terrains et de conserver l'alimentation en eau des exutoires naturels.

Les exutoires de ces bassins de drainage sont également identiques pour les deux variantes étudiées à l'exception du bassin 4 dont l'exutoire est la branche « A » de la rivière à l'Orme dans la variante A1 (voir Figure 13) et un exutoire dédié situé à l'intérieur de l'emprise de l'autoroute 440 pour la variante A2 (voir Figure 14).

Un bassin de rétention est prévu immédiatement en amont de chaque exutoire des bassins de drainage, sauf pour le bassin 1 dont les eaux sont

évacuées par une conduite dédiée vers la Rivière des Prairies. Cette conduite d'un diamètre de 1800 mm est requise afin de minimiser les remblais de terrains et harmoniser les arrières lots futurs avec le développement existant.

Les bassins de rétention ont pour fonction de réduire les débits évacués vers les cours d'eau naturels. Le débit de régularisation de chaque bassin a été évalué en considérant le débit de pointe d'une récurrence décennale du bassin versant pour les conditions naturelles existantes (critères fixés par les représentants de la Ville de Montréal).

Le Tableau 1 résume les caractéristiques des variantes étudiées.



**Figure 12 - Bassins de drainage proposés**

Bassin de drainage	Exutoires	Taux de régularisation 1/10 ans pré- développement	Récurrence de conception du réseau mineur	Récurrence de conception du réseau majeur	Récurrence de conception des bassins de rétention
1 (18 ha)	En conduite vers Rivière des Prairies (réseau 1/10 ans)	Non applicable	1/10 ans vers Rivière des Prairies	Traditionnel avec points hauts et points bas	Non applicable
2 (23 ha)	Ruisseau Lauzon	22 l/s/ha	1/5 ans	100 ans Pente de rues = 0,5%	1/10 ans avec trop plein vers l'exutoire
3 (9 ha)	Ruisseau O'Connell	22 l/s/ha	1/5 ans	100 ans Pente de rues = 0,5%	1/10 ans avec trop plein vers l'exutoire
4 (58 ha)	Variante A1 : Branche « A » de la rivière à l'Orme  <i>Variante A2 : Exutoire dédié dans l'emprise de l'A440</i>	Variante A1 : 6 l/s/ha  <i>Variante A2 : 17,6 l/s/ha</i>	Variante A1 : 1/5 ans  <i>Variante A2 : 1/10 ans</i>	Variante A1 : 100 ans Pente de rues = 0,5%  <i>Variante A2 : Traditionnel avec points hauts et points bas</i>	1/10 ans avec trop plein vers l'exutoire  <i>1/10 ans avec trop plein vers exutoire</i>
5 (27 ha)	Ruisseau Lauzon	15 l/s/ha	1/5 ans	100 ans Pente de rues = 0,5%	1/10 ans avec trop plein vers l'exutoire
6 (45 ha)	Branche « A » de la rivière à l'Orme	6 l/s/ha	1/5 ans	100 ans Pente de rues = 0,5%	1/10 ans avec trop plein vers l'exutoire
7 (19 ha)	Branche « A » de la rivière à l'Orme	6 l/s/ha	1/5 ans	100 ans Pente de rues = 0,5%	1/10 ans avec trop plein vers l'exutoire

**Tableau 1 – Caractéristiques des variantes étudiées**

Soulignons que pour toutes les variantes, des pompes d'épuisement des sous-sols (sump-pump) seront nécessaires puisque le niveau de la ligne piézométrique sera supérieur au niveau des sous-sols.

L'exutoire distinct pour le bassin 4 de la variante A2 est inspiré du plan directeur du projet Héritage (Génivar mars 2002). Dans ce dernier, il était prévu d'approfondir le cours d'eau existant d'environ 3 m à la hauteur du boul. Pierrefonds et de 1 m à l'exutoire de la Rivière des Prairies. Dans le cadre du présent mandat, le MDDEP a demandé à ce que l'emprise de ce cours d'eau (largeur à la surface) ne soit pas augmentée. Cette nouvelle contrainte résulterait en la création d'un fossé minimum de 2 m de profondeur et des pentes de talus de 1V : 2H pouvant alors être instable. Compte tenu de cette contrainte compromettant la faisabilité de l'approfondissement du cours d'eau existant, un exutoire canalisé a été considéré dans la présente étude, soit une conduite de 1200 mm de diamètre.



Figure 13 - Variante A1



Figure 14 - Variante A2

## 4.4 Les composantes du plan directeur de gestion des eaux pluviales

### 4.4.1 Mode de transport des eaux pluviales

Le système de gestion des eaux pluviales proposé pour le projet Pierrefonds Ouest utilise le principe du drainage double avec un réseau mineur pour véhiculer les eaux de ruissellement de pluies de période de retour de moins de 5 ans (le réseau d'égout) et un réseau majeur (les rues) pour véhiculer les eaux excédentaires au réseau mineur pour périodes de retour supérieures à 5 ans. Ce principe de drainage est utilisé pour les bassins 2, 3, 4 (variante A1 seulement) 5, 6 et 7. Ce principe de drainage est illustré à la Figure 15 en prenant comme exemple les bassins 6 et 7. Pour les bassins 1 et 4 (variante A2 seulement), il est proposé d'évacuer les eaux de ruissellement uniquement par le réseau d'égout (mineur), pour une récurrence 1/10 ans, avec des rues en point-bas-point-haut à 0,5 %.

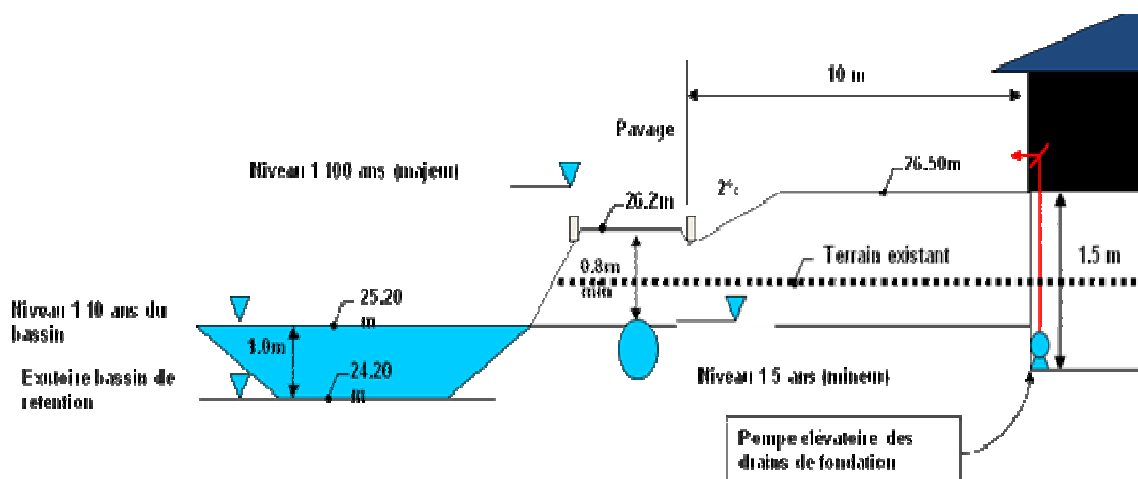


Figure 15 - Réseau d'égout mineur-majeur

### 4.4.2 Densité de développement

La trame de rue mise à jour en juillet 2008 propose différentes densités d'habitations variant de l'unifamilial au multifamilial. Après avoir comparé des projets similaires dans la grande région de Montréal, il a été possible d'établir un pourcentage imperméable moyen d'environ 35 % pour un développement de type unifamilial et d'environ 60 % pour un développement de type unifamilial (habitations jumelées ou en rangées). La Figure 16 présente, à titre comparatif, un secteur type

du développement Bois-Franc (unifamilial jumelé ou en rangé), où les piscines occupent 4 % du secteur, les toitures 44 % et les rues et trottoirs 20 %, soit près de 60% d'imperméabilité :

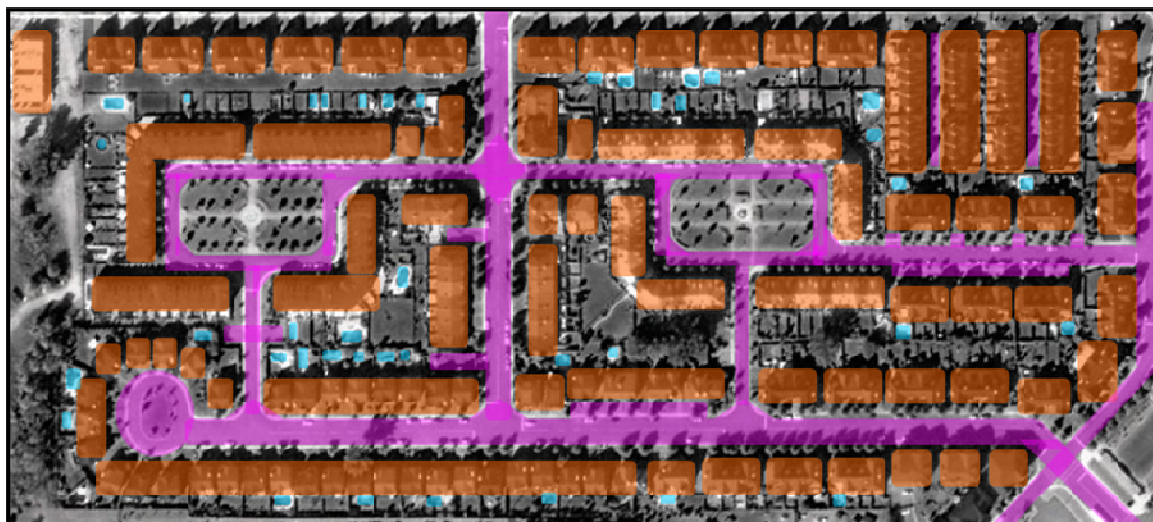


Figure 16 - Secteur Bois-Franc

#### 4.4.3 Bassins de rétention

Des calculs ont été effectués pour quantifier l'impact des variantes A1 et A2 sur le volume de rétention requis et ce, pour l'ensemble du territoire étudié en considérant un taux d'imperméabilité moyen de 35 % et de 60 %. Le Tableau 2 suivant présente ces résultats.

	Variante 1		Variante 2	
	35 % imp.	60 % imp.	35 % imp.	60 % imp.
Bassin 1	-	-	-	-
Bassin 2	1530 m <sup>3</sup>	2160 m <sup>3</sup>	1530 m <sup>3</sup>	2160 m <sup>3</sup>
Bassin 3	1530 m <sup>3</sup>	2160 m <sup>3</sup>	1530 m <sup>3</sup>	2160 m <sup>3</sup>
Bassin 4	17980 m <sup>3</sup>	22910 m <sup>3</sup>	15080 m <sup>3</sup>	19720 m <sup>3</sup>
Bassin 5	7290 m <sup>3</sup>	9450 m <sup>3</sup>	7290 m <sup>3</sup>	9450 m <sup>3</sup>
Bassin 6	13950 m <sup>3</sup>	17775 m <sup>3</sup>	13950 m <sup>3</sup>	17775 m <sup>3</sup>
Bassin 7	5890 m <sup>3</sup>	7505 m <sup>3</sup>	5890 m <sup>3</sup>	7505 m <sup>3</sup>
<b>TOTAL</b>	<b>48170 m<sup>3</sup></b>	<b>61960 m<sup>3</sup></b>	<b>45270 m<sup>3</sup></b>	<b>58770 m<sup>3</sup></b>

Tableau 2 - Comparaison des volumes de rétention

L'évacuation des eaux du bassin 4 vers l'exutoire de l'autoroute 440 permet de réduire le volume de rétention compte tenu d'un taux de régularisation plus

permissif (voir Tableau 1). Dans le cas de la variante A1, on obtient un taux moyen à l'hectare de 315 m<sup>3</sup>/ha pour une imperméabilité de 60% et de 244 m<sup>3</sup>/ha pour une imperméabilité de 35%, soit une différence d'environ 70 m<sup>3</sup>/ha.

Selon les caractéristiques du développement (notamment la profondeur des exutoires), les superficies requises pour la rétention des volumes présentées au Tableau 2 sont présentées au Tableau 3.

	Variante 1		Variante 2	
	35 % imp.	60 % imp.	35 % imp.	60 % imp.
Bassin 1	-	-	-	-
Bassin 2	0.25 ha	0.35 ha	0.25 ha	0.35 ha
Bassin 3	0.25 ha	0.35 ha	0.25 ha	0.35 ha
Bassin 4	2 ha	2.5 ha	1.65 ha	2.15 ha
Bassin 5	0.8 ha	1.1 ha	0.8 ha	1.1 ha
Bassin 6	1.55 ha	2 ha	1.55 ha	2 ha
Bassin 7	0.7 ha	0.85 ha	0.7 ha	0.85 ha
<b>TOTAL</b>	<b>5.55 ha</b>	<b>7.15 ha</b>	<b>5.2 ha</b>	<b>6.8 ha</b>

**Tableau 3 - Comparaison des superficies équivalentes**

Dans le cadre de cette étude, des bassins de rétention secs ou « sans plan d'eau permanent » ont été considérés. L'évaluation des volumes de rétention et des espaces requis pour leur implantation dans le cadre de cette étude, repose sur les hypothèses formulées dans le présent document. Ces volumes et superficies sont donc sujets à des changements lors des phases suivantes du projet, selon les choix des concepteurs et des intervenants tels que le type de contrôle à l'exutoire des bassins (orifice, vortex, déversoir etc.), l'intégration d'aménagement sportifs au sein des bassins ainsi que la modification de la morphologie des bassins (pente de talus, forme etc.).

Soulignons également qu'aucune étude de sol spécifique n'est disponible sur le site du projet à l'étude.

En considérant un taux d'imperméabilité de 60 % pour ce projet, une superficie totale de 7,15 ha serait requise pour les besoins en rétention des eaux pluviales. L'application de contrôle à la source pourrait permettre d'obtenir un taux

d'imperméabilité équivalent à 35% et une réduction du volume de rétention significative des bassins de rétention aux exutoires avec une superficie totale de 5,2 ha à 5,55 ha selon la variante considérée.

#### **4.4.4 Contrôle à la source**

Le contrôle à la source est une stratégie de gestion des eaux pluviales en amont, pour des petites surfaces telles que les toitures ou encore aux points de captage des réseaux (en amont des entrées aux puisards de rue). L'objectif double est de diminuer la quantité d'eau pluviale (le débit et le volume) acheminée vers les réseaux et améliorer également la qualité des rejets.

Selon cette stratégie, le traitement d'un volume équivalent à 90% de la pluviométrie annuelle permet de réduire la charge polluante des eaux pluviales. Par exemple, il est possible d'obtenir un taux d'enlèvement des matières en suspension (MES) pouvant atteindre 80%, avec des aménagements intégrés au développement. L'annexe B présente un tableau comparatif de l'efficacité de différents systèmes de traitement des eaux pluviales selon l'université du New Hampshire.

Dans le cadre de ce projet, la faisabilité de trois types de contrôle à la source a été évaluée. Il s'agit de noues à l'intérieur des îlots de rue, de bandes filtrantes et de la gestion des eaux de toit. Ces contrôles sont présentés dans les paragraphes suivants.

#### **NOUES À L'INTÉRIEUR DES ILOTS DE RUE**

Selon les coupes types de rue soumises par la ville de Montréal, l'intégration de noues permettant l'accumulation d'un volume d'eau et la filtration des eaux a été évaluée. Il serait possible d'accumuler ainsi près de 30 m<sup>3</sup> par ha urbanisée avec une noue d'une largeur de 3 m à l'intérieur d'un îlot de rue (voir Figure 18).

La Figure 19 présente un exemple de noue en bordure d'une rue dans la région de Portland.



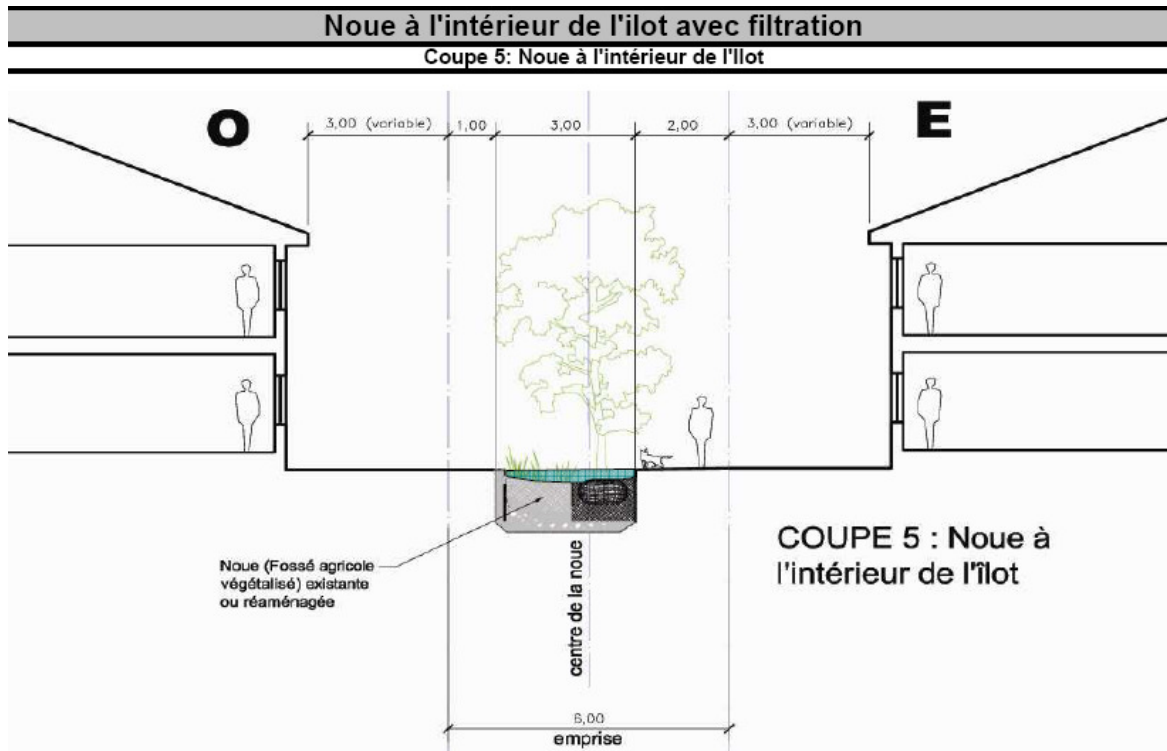
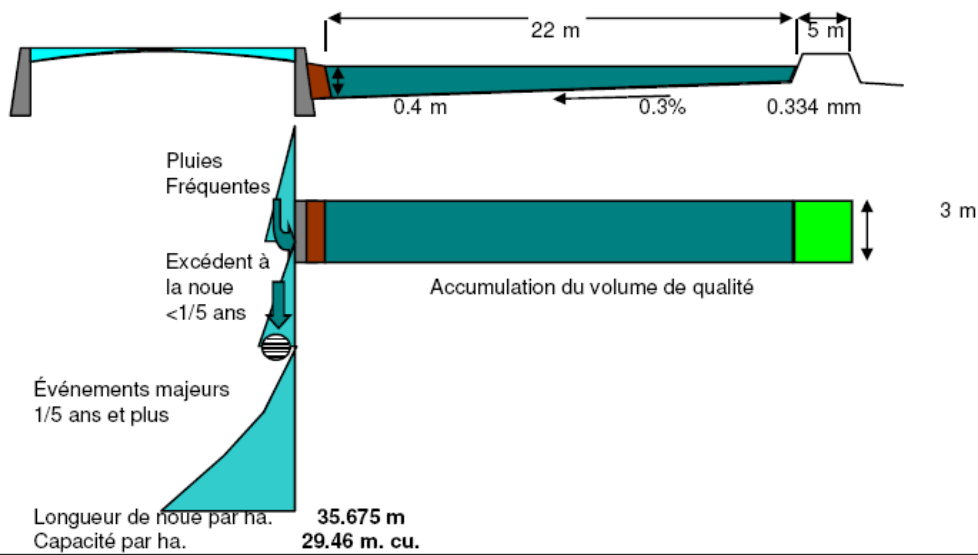


Figure 17 - Noue à l'intérieur de l'îlot



**Commentaires:**

Potential de rétention pour traitement du volume de qualité. Souhaitable d'avoir 5 m de largeur.

Peu d'exemples de fonctionnement dans des conditions hivernales sévères.

Fiabilité d'un mécanisme de trop plein inconnu en conditions hivernales sévères.

Figure 18 - Volume traité et retenu à l'intérieur de la noue

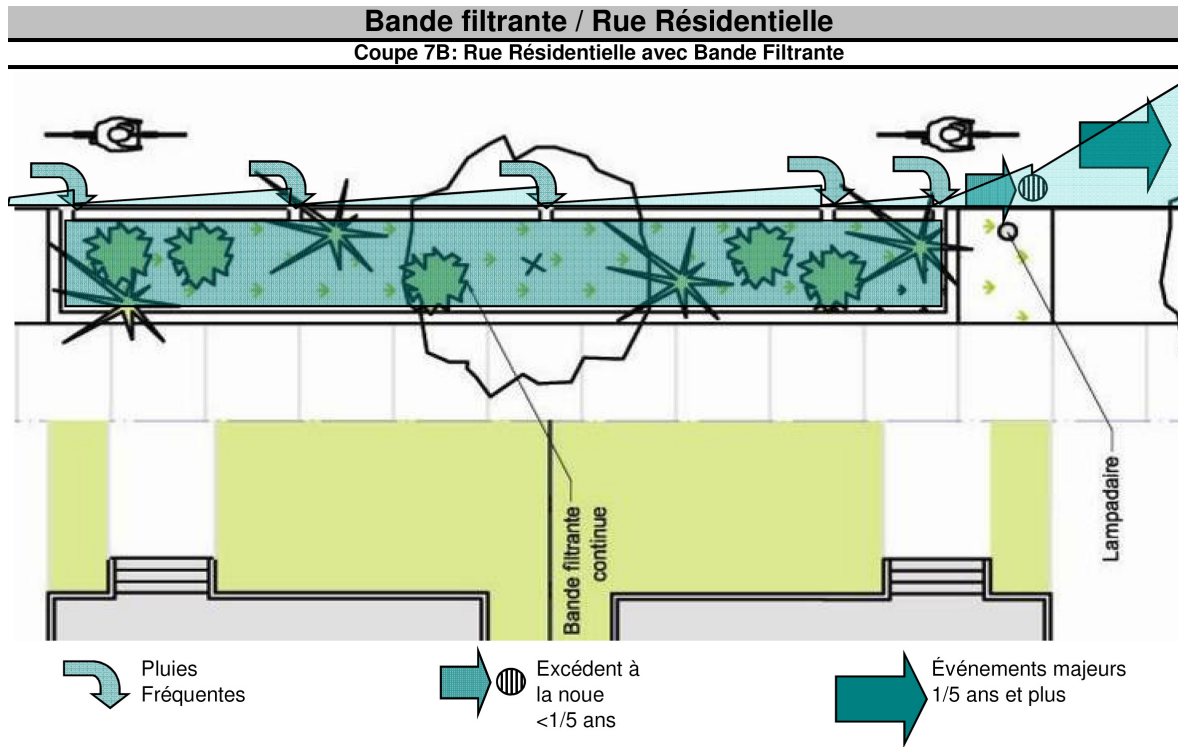


**Figure 19 - Exemple d'application de noue**

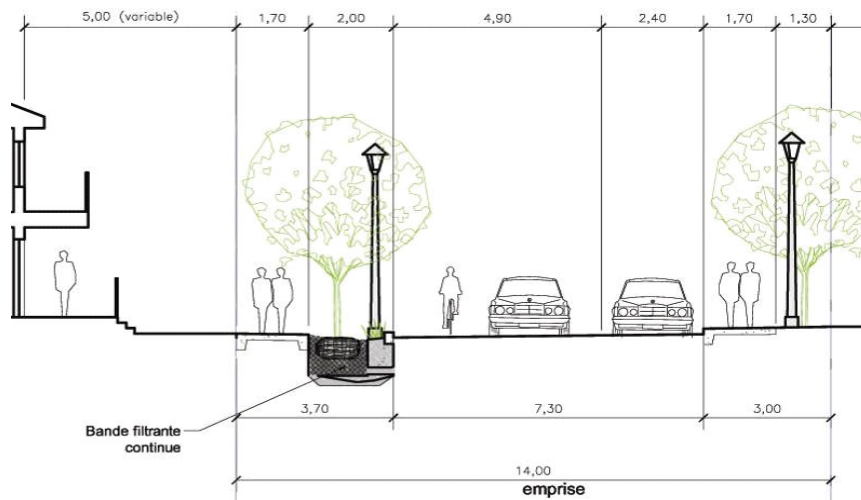
### **BANDE FILTRANTE**

Certaines coupes types de rue préparées par la ville de Montréal prévoient des bandes filtrantes intégrées à l'intérieur des trottoirs afin de permettre également l'accumulation et la filtration d'un volume d'eau estimé à environ  $16 \text{ m}^3$  par ha de développement (voir Figure 21 ).

La Figure 22 illustre une application d'une bande filtrante dans la région de Portland en Oregon.



**Figure 20 - Bande filtrante**



Longueur de bande filtrante par m. lin. de rue  
Longueur de bande filtrante par ha.  
Capacité par ha.

Profondeur: **0.35 m**  
**29.85 m**  
**15.67 m. cu.**

**Commentaires:**

Potentiel de rétention pour traitement du volume de qualité. Entretien facilité en façade des lots.  
Peu d'exemples de fonctionnement dans des conditions hivernales sévères.  
Fiabilité d'un mécanisme de trop plein inconnu en conditions hivernales sévères.

**Figure 21 - Volume traité et retenu à l'intérieur de la bande filtrante**



Figure 22 - Exemple d'application de bande filtrante

### GESTION DES EAUX DE TOIT

Le débranchement des toits à l'égout permettrait de réduire également le débit de pointe acheminé au réseau. La rétention sur les toits plats, l'accumulation dans des citernes et le rejet des gouttières sur les surfaces gazonnées sont des techniques efficaces qui permettent d'atteindre cet objectif. Un potentiel de réduction du volume d'eau d'environ 40 m<sup>3</sup>/ha pourrait être réalisé. Toutefois l'aménagement de stationnement ou garage sous les habitations pourrait réduire ce potentiel (pompage des eaux requis pour éviter le refoulement). La Figure 23 présente un exemple de gestion des eaux de toit.



**Figure 23 – Exemple de gestion des eaux de toit**

Le Tableau 4 suivant résume les techniques évaluées et chiffre le potentiel de réduction des volumes de rétention pour le projet Pierrefonds Ouest. Le potentiel cumulé des contrôles à la source évalués pour cette étude atteint  $85 \text{ m}^3/\text{ha}$ , soit  $15 \text{ m}^3/\text{ha}$  de plus que le volume requis pour compenser la réduction de l'imperméabilité de 60 % à 35 % (voir section 4.4.3).

Comparaison de l'efficacité des méthodes de contrôles à la source				Potentiel à Pierrefonds Ouest
Méthode de contrôle à la source	Faisabilité <sup>-2</sup>	Limites <sup>-2</sup>	Commentaires sur le terrain <sup>-2</sup>	
Toits Verts				
Toits non raccordés à l'égout	Régularisation et stockage temporaire 2% à 5 m du bâtiment, 0,5% par la suite	Taux d'infiltration minimum de 15 mm/h. Sols argileux ne conviennent habituellement pas.	Limite l'utilisation du terrain, surtout sur les sols argileux (flaque)	40 m <sup>3</sup> /ha
Captage des eaux de toits				
Fossé gazonné	Canaux peu profonds et larges pour maximiser l'enlèvement de polluants	Vitesse max de 0,5 m/s, pente faible, végétation d'au moins 75 mm de haut. Longueur minimum de 75 m.	De petits barrages peuvent augmenter le temps de rétention ("check dams")	
Bio rétention / bandes filtrantes	Bandes engazonnées ou boisées	Système optimal lorsqu'utilisé avec d'autres méthodes	Souvent utilisé comme prétraitement dans une chaîne de traitement	16 m <sup>3</sup> /ha
Noue	Fosse munie d'un revêtement filtrant	Distance entre le fond du puit et le niveau de la nappe d'au moins 1 m. À au moins 5 m des fondations d'un bâtiment. Entretien à long terme.	-	29 m <sup>3</sup> /ha
Noue humide				
Infiltration				
-1 Center for watershed protection - 2008 -2 Infraguide : Contrôle à la source et sur le terrain des réseaux de drainage municipaux				85 m <sup>3</sup> /ha

Tableau 4 - Potentiel de réduction pour le projet Pierrefonds Ouest

#### 4.4.5 Gestion des Marais Lauzon et 90

Les critères de conception pour la préservation des Marais Lauzon et 90 ont été élaborés par le consultant Canards Illimités, spécialisé en conservation des milieux humides pour le compte de la ville de Montréal. Les Figure 24 et Figure 25 suivantes illustrent l'aménagement et la morphologie proposés pour ces marais.

Marais Lauzon					
Élévation (m)	Superficie			Total (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )
	Existante (m <sup>2</sup> )	Excavée (m <sup>2</sup> )	Extra (m <sup>2</sup> )		
24.1	-	2000	2500	4500	0
24.99	-	2000	2500	4500	4005
25.0	-	2000	5000	7000	4063
25.2	0	2000	5000	7000	5462
25.3	19	1800	5000	6819	6153
25.4	656	1500	5000	7156	6852
25.5	2430	800	5000	8230	7622
<b>25.6</b>	<b>5600</b>	<b>400</b>	<b>5000</b>	<b>11000</b>	<b>8583</b>
25.7	9569	200	5000	14769	9871
25.8	13578	100	5000	18678	11544
25.9	18046	0	5000	23046	13630
26.0	22489	0	5000	27489	16157

Figure 24 - Courbe d'emmagasinement du Marais Lauzon

Marais 90					
Élévation (m)	Superficie			Total (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )
	Existante (m <sup>2</sup> )	Excavée (m <sup>2</sup> )	Extra (m <sup>2</sup> )		
24	-	3000		3000	0.0
24.7	0	3000		3000	2100
24.8	9	2991		3000	2400
24.9	49	2951		3000	2700
25.0	168	2836		3004	3000
25.1	641	2365		3006	3301
25.2	1673	1705		3378	3620
25.3	4101	727		4828	4030
25.4	752	155		907	4317
<b>25.5</b>	<b>11337</b>	-		<b>11337</b>	<b>4929</b>
25.6	15473	-		15473	6270
25.7	18589	-		18589	7973
25.8	20932	-		20932	9949
25.9	23022	-		23022	12147
26.0	24543	-		24543	14525

Figure 25 - Courbe d'emmagasinement du Marais 90

Les aménagements des deux marais prévoient des profondeurs d'environ 1,5 m soit à l'élévation 24,0 m et maintiendront un niveau permanent à l'élévation 25,5 m.

L'approvisionnement en eau des marais doit rencontrer deux critères soit un débit moyen de 35 l/min et un taux d'augmentation de matières en suspension de moins de 25 mg/l par rapport à la situation actuelle (critères de qualité de l'eau de surface au Québec, MDDEP).

### MAINTIEN D'UN DÉBIT D'EAU MOYEN DE 35 L/MIN (2,1 m<sup>3</sup>/h)

La délimitation des bassins de drainage requis pour l'alimentation en eau des marais afin d'obtenir un débit moyen de 35 l/min a fait l'objet d'une analyse particulière à partir de pluies réelles. La base de données de l'aéroport de Dorval (données horaires) a été utilisée pour ce faire. Selon les analyses réalisées, (simulations de données en continu 1964 à 1999) un bassin de drainage d'environ 8 ha avec une imperméabilité de 35 % serait suffisant pour alimenter chacun des marais avec un débit moyen de 35 l/min, ce qui est en deçà des 10 ha planifiés pour le Marais 90 et des 18 ha pour le Marais Lauzon (voir le Tableau 5). La Figure 26 illustre un exemple de la simulation pour la pluie réelle de l'année 1997 de avril à novembre (note : données manquantes pour les années 1975, 1982, 1993 et 1994).

Débit horaire acheminé au Marais 90 , pluie réelle (m <sup>3</sup> /h)					
<b>1964</b>	1.93	<b>1976</b>	2.98	<b>1988</b>	2.17
<b>1965</b>	2.96	<b>1977</b>	3.00	<b>1989</b>	2.53
<b>1966</b>	2.11	<b>1978</b>	2.16	<b>1990</b>	3.12
<b>1967</b>	2.36	<b>1979</b>	2.76	<b>1991</b>	2.92
<b>1968</b>	2.08	<b>1980</b>	3.21	<b>1992</b>	2.74
<b>1969</b>	2.52	<b>1981</b>	3.29	<b>1993</b>	-
<b>1970</b>	2.64	<b>1982</b>	-	<b>1994</b>	-
<b>1971</b>	1.78	<b>1983</b>	2.54	<b>1995</b>	3.54
<b>1972</b>	3.27	<b>1984</b>	2.76	<b>1996</b>	3.28
<b>1973</b>	2.92	<b>1985</b>	2.22	<b>1997</b>	3.53
<b>1974</b>	2.39	<b>1986</b>	3.18	<b>1998</b>	2.28
<b>1975</b>	-	<b>1987</b>	2.86	<b>1999</b>	2.97
<i>Débit moyen (1964 – 1999) : 2.7 m<sup>3</sup>/h</i>					

**Tableau 5 – Débit horaire annuel moyen acheminé au Marais 90**





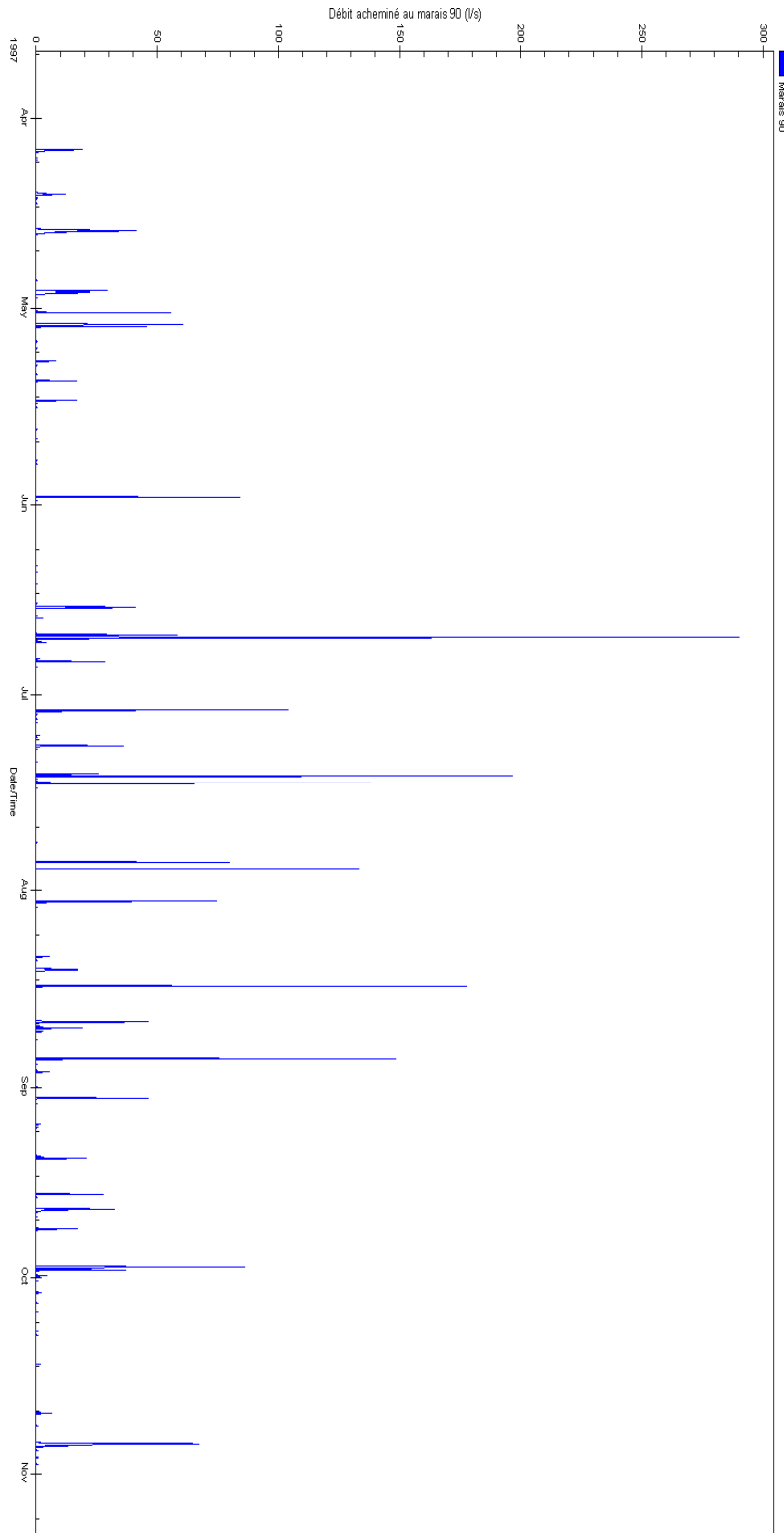


Figure 26 – Simulation de la pluie réelle de 1997 pour le Marais 90

## QUALITÉ DES EAUX

L'obtention d'une eau de qualité rencontrant les critères du MDDEP pour le maintien de la vie aquatique à partir des eaux de ruissellement du développement peut être réalisée selon deux scénarios.

### Scénario 1

Filtration à l'aide de contrôles à la source (noues et bandes filtrantes) avec éléments de type Stormceptor aux entrées des noues ainsi qu'un élément Stormceptor à l'entrée de chaque marais.

### Scénario 2

Le traitement des eaux pluviales à l'aide d'un marais artificiel épurateur, en amont du marais, muni de 3 sections :

- bassin de sédimentation d'entrée : décantation et réduction de vitesse.
- un marais submergé en eau permanente : aménagement de plantes aquatiques (biodégradation et assimilation).
- un bassin de dissipation en sortie : sédimentation supplémentaire.

Des critères précis doivent également être mis en place pour assurer le bon fonctionnement du traitement :

- un ratio maximum largeur sur longueur de 1/6.
- une fluctuation d'eau maximale de 0,5 m au dessus de la surface du marais.
- un volume en eau permanent égal au volume de qualité des eaux (WQv) du bassin drainé.
- une profondeur maximum de 2 m pour le bassin de sédimentation.
- une profondeur maximum de 1,2 m pour le bassin de dissipation.
- une profondeur maximale du marais de 0,6 m.

La Figure 27 suivante présente un concept de marais filtrant qui serait adapté aux besoins du projet Pierrefonds Ouest et des Marais Lauzon et 90 :

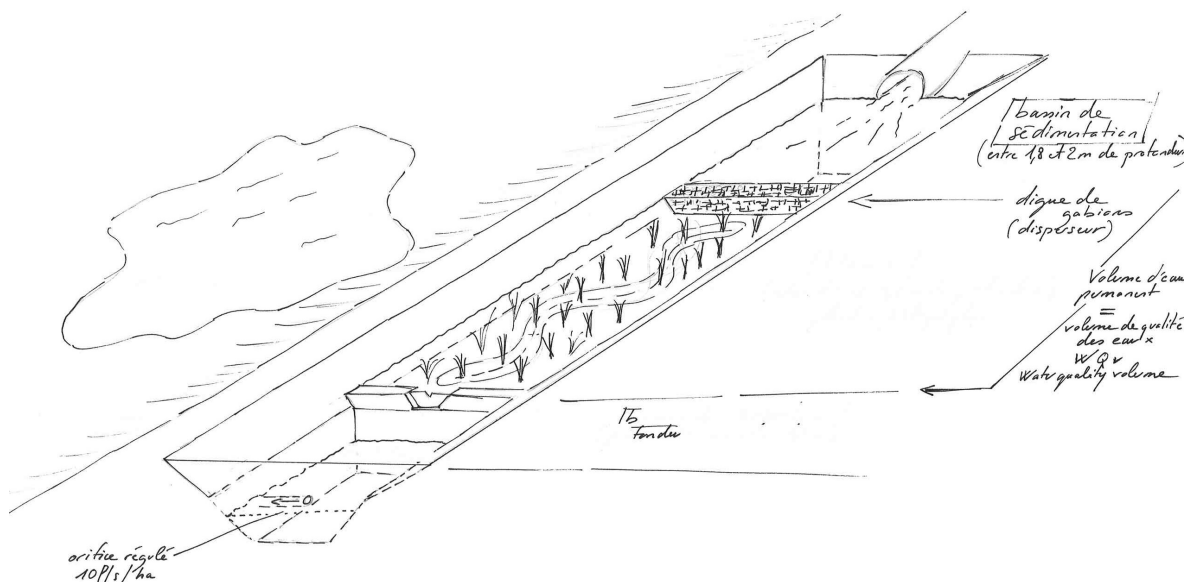


Figure 27 - Exemple de bassin de traitement

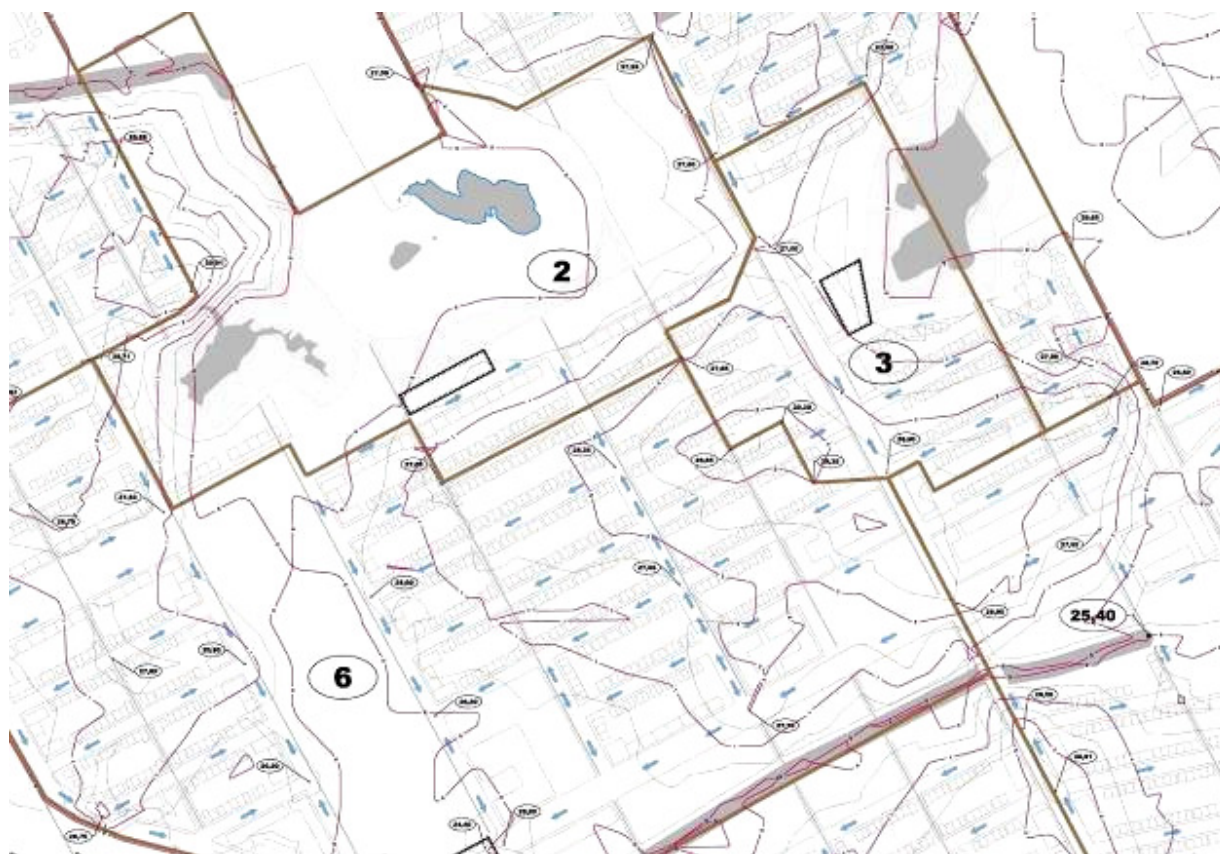
#### 4.5 Analyse comparative des variantes

Lorsque comparé sur une base commune (par exemple une imperméabilité de 35 %), le besoin en rétention de la variante A2 (45 270 m<sup>3</sup>) est plus faible que pour la variante A1 (48 170 m<sup>3</sup>), étant donné que le taux de régularisation du bassin de drainage 4 (17,6 l/s/ha) dans la variante A2 est moins restrictif que pour la variante A1 (6 l/s/ha).

L'exutoire dédié du bassin de drainage 4 pour la variante A2 à l'intérieur de l'emprise prévue pour l'autoroute 440 est plus profond que l'exutoire naturel de la variante A1 pour ce même bassin (branche A de la rivière à l'Orme). Ceci permet de réduire les remblais requis pour le bassin de drainage 4 dans le cas de la variante A2.

Un calcul des déblais et des remblais a été réalisé pour les deux variantes étudiées afin de permettre la comparaison des volumes de remblai requis. La Figure 28 présente un extrait du plan A1 des courbes de remblayage pour le secteur des

Marais Lauzon et 90. Les plans 3 et 4 présentés en annexe illustrent les courbes des remblais et déblais respectivement pour les variantes A1 et A2.



**Figure 28 - Courbes de remblai-déblai – Extrait du plan 3**

Le Tableau 6 résume les résultats pour les deux variantes étudiées. On constate que la variante A2 et l'utilisation d'un exutoire dédié permet une économie de remblai d'environ 300 000 m<sup>3</sup>.

Toutefois l'exutoire dédié nécessite la construction d'une conduite profonde d'un diamètre de 1200 mm d'une longueur d'environ 1 km.

	Variante A1	Variante A2
	35 % imp.	35 % imp.
Remblai	2 millions m <sup>3</sup>	1.7 millions m <sup>3</sup>
Remblai moy.	<b>1.25 m<sup>3</sup></b>	<b>1.05 m<sup>3</sup></b>

**Tableau 6 - Comparaison des remblais-déblais**

## 5. Conclusions

La présente étude est le fruit d'une collaboration avec de nombreux intervenants qui a débuté en juillet 2007. L'objectif principal de cette démarche visait notamment à assister, en cours de projet, le Service de la mise en valeur du territoire et du patrimoine en élaborant des lignes directrices pour le drainage du territoire. Suite à la « charrette d'urbanisme » qui a eu lieu en février 2008 et au dépôt d'un plan d'urbanisme en juillet 2008, les orientations de drainage ont été précisées et le présent plan directeur de gestion des eaux pluviales a été élaboré selon la nouvelle trame de rue et les besoins des intervenants.

Ce rapport a présenté l'analyse de deux variantes de drainage pour le développement Pierrefonds Ouest. Deux méthodes pour le traitement des eaux pluviales acheminées vers les Marais Lauzon et 90 ont été proposées ainsi que trois méthodes de contrôle à la source pour atténuer les débits de pointe et permettre un traitement préliminaire aux eaux de pluie.

Compte tenu du caractère plat du territoire et du besoin de préservation des milieux humides et cours d'eau naturels peu profonds, la présente étude a démontré qu'un remblai moyen du territoire variant de 1 m à 1,25 m était nécessaire selon les critères de calcul et orientations de drainage définis pour cette étude.

Cette étude a évalué la pertinence de 3 méthodes de contrôle à la source, soit les noues à l'intérieur des lots, les bandes filtrantes en bordure des rues et le débranchement des drains de toit au réseau d'égout. Ces méthodes permettent une amélioration significative de la qualité des eaux pluviales acheminées vers les exutoires par la réduction des MES et des polluants. Ces méthodes permettent

également une atténuation du débit de pointe vers les exutoires ainsi qu'une réduction potentielle des volumes de rétention requis pour les bassins situés aux exutoires pouvant atteindre 85 m<sup>3</sup>. La réduction des débits, des volumes et de l'amélioration de la qualité des effluents pluviaux associés à la mise en place de telles mesures est ainsi recommandée.

L'alimentation en eau des milieux humides selon le concept proposé par Canards Illimités est également possible avec les eaux de ruissellement du développement projeté. Des bassins versants urbanisés d'une superficie de 10 ha avec une imperméabilité de 35 % permettront d'obtenir le débit moyen de 35 l/min prescrit par Canards Illimités. Également, la mise en place de contrôle à la source telles que des noues et des bandes filtrantes associé à des séparateurs d'huile et de sédiments (par exemple de type Stormceptor) freineront l'augmentation des MES en deçà de 25 mg/l par rapport à la situation actuelle. En l'absence de ces contrôles, il sera nécessaire de prévoir des systèmes particuliers tels que des marais filtrants en amont des Marais 90 et Lauzon pour rencontrer les critères de qualité des eaux avec des séparateurs d'huile et de sédiments à l'entrée de ces systèmes.

Soulignons finalement que des études de sols spécifiques seront nécessaires afin de confirmer la faisabilité de l'agrandissement des marais. Également les volumes de rétention évalués dans le cadre de cette étude seront à préciser dans les études de dimensionnement subséquentes selon les types de contrôle utilisés (orifice, vortex, déversoir etc.) et de la morphologie du bassin de rétention (carré, rectangle, possibilité d'aménagements sportifs etc.).

1. Plan directeur de gestion des eaux pluviales, Développement Pierrefonds Ouest (Héritage), Ville de Pierrefonds, Groupe conseil Génivar, mars 2002
2. Caractérisation des milieux humides et des cours d'eau du secteur ouest de l'arrondissement de Pierrefonds-Roxboro, Tecsalt, décembre 2006
3. Carte des sols des Iles de Montréal – Jésus – Bizard, Service des fermes expérimentales, Ottawa 1952



**Annexe A**

**Critères de conception du Service des infrastructures, transport et  
environnement, Ville de Montréal**

**Aménagement des Marais Lauzon et 90**

## **Annexe B**

### **Tableaux comparatifs de l'efficacité de différents systèmes de traitement des eaux pluviales**

Stormwater Treatment System	Reference	Total Suspended Solids (% Removal)	Total Phosphorus (% Removal)	Dissolved Inorganic Nitrogen (% Removal)	Total Zinc (% Removal)	Total Petroleum Hydrocarbons in the Diesel Range (% Removal)	Average Peak Flow (% Removal)	Average Lag Time (Minutes)
<b>Low Impact Development Systems</b>								
<b>Bioretention Systems</b>								
Bio I with 48" BSM	UNH Stormwater Center	97	NA	44	99	99	85	615
Bio II with 30" BSM	UNH Stormwater Center	99	5	29	99	58	82	92
	USEPA Fact Sheet: Bioretention	90	70-83	NA	NA	NA	NA	NA
Bioretention with 12" BSM	Winogradoff, 2001	NA	NT	NT	87	NA	NA	NA
Bioretention with 24" BSM	Winogradoff, 2001	NA	73	NT	98	NA	NA	NA
Bioretention with 36" BSM	Winogradoff, 2001	NA	81	23	99	NA	NA	NA
<b>Gravel Wetlands (submerged, horizontal flow systems)</b>	UNH Stormwater Center	99	55	99	99	99	81	315
	Claytor & Schueler, 1996	80-93	80-89	75	55-90	NA	NA	NA
	Winer, R., 2000	83	64	81	55	NA	NA	NA
<b>Porous Pavement</b>	UNH Stormwater Center	99	38	NT	96	99	68	790
	NAPA, undated	89-95	65-71	NA	62-99	NA	NA	NA
	USEPA Fact Sheet: Porous Pavement	82-95	65	NA	NA	NA	NA	NA
	Winer, R., 2000	95	64	NA	99	NA	NA	NA
<b>Surface Sand Filter</b>	UNH Stormwater Center	51	33	NT	77	98	59	204
	USEPA Fact Sheet: Sand Filters	70	33	NT	45	NA	NA	NA
	Claytor & Schueler, 1996	85	50	NA	71	NA	NA	NA
	Bell, W., et al, 1995	61-70	NA	NA	>82	NA	NA	NA
	Winer, R., 2000	87	59	NT	80	NA	NA	NA
<b>Tree Box Filter</b>	UNH Stormwater Center	96	NT	37	96	88	NT	19
<b>Manufactured Systems</b>								
<b>ADS Water Quality Unit &amp; Infiltration System</b>	UNH Stormwater Center	99	81	NT	99	99	83	294
	EPA Fact Sheet: Infiltration Trenches	NA	60	NA	NA	NA	NA	NA
<b>Aqua-Filter Stormwater Filtration System</b>	UNH Stormwater Center	62	26	NT	52	59	NT	NT
	USEPA website	84	NA	NA	NA	NA	NA	NA
<b>Hydrodynamic Separators</b>	UNH Stormwater Center	27	1	NT	24	42	NT	NT
	Low values from Bannerman, R. 2005; high values from laboratory-based testing from vendor*	15-84	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	Claytor & Schueler, 1996	80-93	80-89	75	55-90	NA	NA	NA
	Winer, R., 2000	83	64	81	55	NA	NA	NA
<b>Conventional Structural Systems</b>								
<b>Retention Pond</b>	UNH Stormwater Center	72	16	54	93	83	81	424
	USEPA Fact Sheet: Wet Detention Ponds	50-90	30-90	NA	40-50	NA	NA	NA
	USEPA Fact Sheet: Wet Detention Ponds	80-90	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	Winer, R., 2000	79	49	36	65	NA	NA	NA
<b>Swale</b>								
Stone Swale	UNH Stormwater Center	50	NA	NT	66	33	NT	NT
Vegetated Swale	UNH Stormwater Center	60	NT	NT	88	67	48	19
	USEPA Fact Sheet: Vegetated Swales	81	9	38	71	NA	NA	NA
	Claytor & Schueler, 1996	30-90	10-65	0-80	71	NA	NA	NA

\* Disparities between data generated in the laboratory and that derived from field studies are common.

9

**Tableau B1 - Tableau comparatif de l'efficacité de différents systèmes de traitement des eaux pluviales selon l'université du New Hampshire / Extrait de : « University of New Hampshire Stormwater Center 2007 Annual Report »**

<b>Filtering System</b>	<b>Monitoring Data?</b>	<b>TSS</b>	<b>TP</b>	<b>TN</b>	<b>NO<sup>3</sup></b>	<b>Other Pollutants/Comments</b>
<b>Surface Sand Filter</b>	Yes, 6	85%	55%	35%	Neg	Bacteria: 40-80% Metals: 35-90%
<b>Underground Sand Filter</b>	No Data	Presumed to Comparable to Surface Sand Filter				
<b>Perimeter Sand Filter</b>	Yes, 3	80%	65%	45%	Neg	Hydrocarbons: 80%
<b>Organic Sand Filter</b>	Yes, 1	95%	40%	35%	Neg	Hydrocarbons: 90% Sol. P: Negatives Metals: 85%+
<b>Pocket Sand Filter</b>	No Data	Presumed to be Comparable to Surface Sand Filter				
<b>Drainage Channel</b>	Yes, 10	30%	10%	Zero	Zero	Bacteria: Negative
<b>Grass Channel = biofilter</b>	Yes, 1	65%	25%	15%	Neg	Hydrocarbons: 65% Metals: 20-50% Bacteria: Negative
<b>Dry Swale</b>	Yes, 3	90%	65%	50%	80%	Metals: 80-90%
<b>Wet Swale</b>	Yes, 2	80%	20%	40%	50%	Metals: 40-70%
<b>Bioretention</b>	No Data	Presumed to be Comparable to Dry Swale				
<b>Filter Strip</b>	Yes, 1	70%	10%	30%	Zero	Metals: 40-50%
<b>Gravel Filter</b>	Yes, 2	80%	80%	65%	75%	Hydrocarbons: 85% Metals: 50-75%

**Tableau B2 – Capacité estimée de l'enlèvement des matières polluantes de différents systèmes de filtration des eaux pluviales / Extrait de : «Design of Stormwater Filtering Systems Prepared by Richard A. Claytor and Thomas R. Schueler / The Center for Watershed Protection - 1996»**

**Annexe C**  
**Plans des variantes A1 et A2**