

ASPECTS HYDRAULIQUES POUR L'ANALYSE ET LA CONCEPTION DES RÉSEAUX DE DRAINAGE

CHAPITRE 7

7.1 GÉNÉRALITÉS

La conception adéquate des réseaux de drainage doit nécessairement s'appuyer sur une bonne compréhension des principes hydrauliques de façon à pouvoir bien dimensionner les différentes composantes. L'objectif de ce chapitre est de présenter ces principes hydrauliques fondamentaux et de fournir au concepteur les données de base permettant d'effectuer cette conception. L'approche qui sera privilégiée ici en sera une résolument pratique, en accentuant l'application des principes de base à des problèmes réels rencontrés typiquement lors de la conception. Plusieurs références plus générales donnent un traitement plus approfondi des analyses hydrauliques et on pourra s'y référer si nécessaire (*Linsley et al.*, 1982 ; Chow, 1959 ; Henderson, 1966 ; French, 1985 ; Yen, 1986).

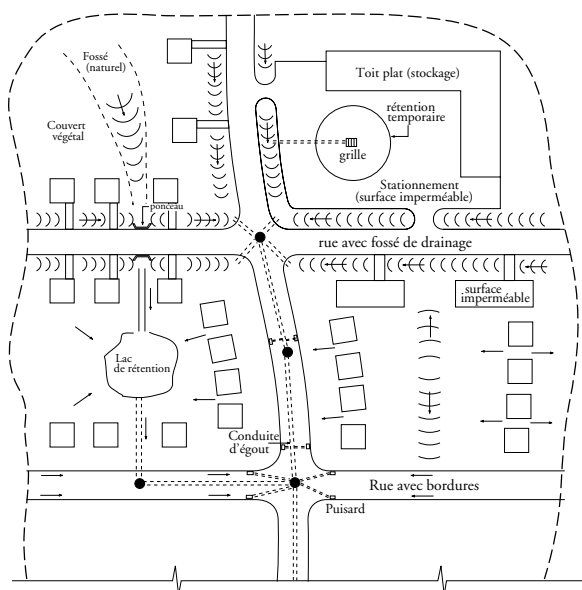


Figure 7.1 Principales composantes d'un réseau de drainage (Rivard, 2005).

La figure 7.1 fournit une illustration schématique des principaux éléments qu'on retrouve dans un réseau de drainage urbain. Bien que l'analyse du comportement hydraulique de ces différentes composantes puisse se faire de façon indépendante, il va sans dire qu'on devra considérer que ces éléments forment un système et qu'il faudra souvent, en pratique, prendre en compte les interactions possibles entre les différentes composantes. Un exemple est l'influence potentielle d'un bassin de rétention qui, en se remplissant d'eau lorsqu'il joue son rôle de contrôle, peut venir influencer la ligne piézométrique des réseaux de drainage qui s'y jettent.

Après une description générale des différentes composantes d'un système de drainage et des types d'écoulement, on s'attardera donc ici à discuter de certains points spécifiques : les analyses pour le réseau majeur, les analyses pour le réseau mineur, l'hydraulique des ponceaux, les différents mécanismes de contrôle (déversoirs, orifices) et les calculs de laminage. Finalement, les critères à retenir pour la conception hydraulique des réseaux sont rassemblés à la dernière section.

7.2 TYPES D'ÉCOULEMENT ET PRINCIPES GÉNÉRAUX

7.2.1 Types d'écoulement

Considérant la diversité des différentes composantes et leur interrelation, on peut facilement constater que l'analyse hydraulique d'un système de drainage peut devenir relativement complexe. Une des premières étapes préalables à une telle analyse est l'identification des types d'écoulement pour un problème particulier, puisque les équations servant à la conception sont souvent applicables pour des

classes particulières d'écoulement. Les différents types d'écoulement peuvent être définis en considérant certains paramètres qui changent avec le temps et la distance le long d'un élément d'écoulement. Chow (1959), Hender-son (1966) et French (1985) fournissent une discussion détaillée des différents types d'écoulement ; les sections qui suivent référeront plus spécifiquement aux conditions prévalant dans les systèmes de drainage urbain (ASCE/WEF, 1992 ; FHWA, 2002).

Écoulement permanent ou non permanent

Un écoulement permanent se produit lorsque le débit, la profondeur et la vitesse sont **constants dans le temps**. Des écoulements de ce type peuvent caractériser par exemple les débits générés par l'infiltration par les joints de conduites ou, si on assume que les variations sont plus ou moins lentes, le débit d'eaux usées dans un réseau d'égout unitaire. D'un autre côté, l'écoulement dans un réseau d'égout pluvial est clairement non permanent lors d'événements pluvieux ; cette non-permanence est la plupart du temps ignorée pour la conception de petites portions du réseau d'égout. Elle ne peut pas cependant être négligée dans le cas de réseaux complexes comportant des boucles dans le réseau, des structures de dérivation ou encore pour le contrôle des débordements dans un réseau d'égout unitaire. On doit également considérer la non-permanence de l'écoulement dans le cas d'un poste de pompage où l'effet du coup de bélier doit être considéré. On a alors recours dans ces cas aux équations dites de **Saint-Venant**, qui sont résolues numériquement pour décrire l'écoulement.

Écoulement uniforme ou non uniforme

Un écoulement est dit uniforme lorsque le débit, la profondeur d'eau et la vitesse sont **constants avec la distance** ; la pente de la canalisation, celle de l'énergie et la surface de l'eau sont alors toutes parallèles. Dans ce type d'écoulement, les forces causant cet écoulement sont balancées par la force de friction causée par l'effort de cisaillement aux surfaces de contact. La profondeur d'eau correspondant à un écoulement uniforme s'appelle la **profondeur normale**.

Par opposition, un écoulement est non uniforme lorsque les mêmes paramètres (débit, vitesse et profondeur d'eau) varient avec la distance. On peut distinguer deux sous-catégories dans ce cas : l'écoulement peut être **graduellement** ou **rapidement varié**, selon la rapidité avec laquelle le changement se fait. Des exemples d'écoulement

graduellement varié sont l'écoulement en nappe sur des surfaces pavées, l'écoulement en caniveau et l'écoulement dans les canalisations en temps de pluie. L'exemple le plus commun de ce type d'écoulement peut être observé lorsque le niveau dans le cours d'eau récepteur produit une courbe de remous remontant vers l'amont à l'intérieur de l'émissaire et du réseau d'égout.

Un écoulement rapidement varié est caractérisé par des changements abrupts sur de très courtes distances : c'est le cas d'un écoulement par dessus un déversoir ou à la sortie d'un déversoir où il se produit un ressaut hydraulique. L'écoulement dans des expansions, contractions ou des jonctions (regards) est un autre exemple d'écoulement rapidement varié. Les équations pour l'écoulement uniforme ne peuvent plus être utilisées dans ces cas d'écoulement rapidement varié puisque l'écoulement implique alors des phénomènes d'onde.

Finalement, il va sans dire qu'un écoulement non uniforme peut également être non permanent ; en fait, la plupart des écoulements en conduite peuvent être catégorisés de la sorte en période de fortes pluies.

Écoulement à surface libre (en canal ou en conduite)

Un écoulement libre comme dans un canal naturel ou un fossé n'est pas totalement confiné ; en conduite, l'écoulement est dit en surface libre lorsque les niveaux d'eau n'atteignent pas la pleine hauteur de la canalisation. La pente de la canalisation pourra par ailleurs être classifiée comme hydrauliquement douce, critique ou abrupte selon qu'elle sera plus petite, égale ou plus grande que la **pente critique**. La pente critique est celle qui produit la profondeur critique et la vitesse critique (ces paramètres sont définis par le nombre de Froude, qui est discuté à une section ultérieure). L'évaluation de la profondeur critique est importante dans les analyses hydrauliques parce qu'elle constitue toujours un point de contrôle hydraulique : l'écoulement doit passer par la profondeur critique lorsqu'il passe d'un écoulement torrentiel à un écoulement fluvial ou vice et versa.

D'un autre côté, on peut également avoir avec une conduite un écoulement partiellement plein ou plein. Dans le premier cas, l'analyse est similaire à un écoulement à surface libre. Dans le cas d'un écoulement plein, l'écoulement est confiné sans une surface libre et on dit alors qu'il se fait sous pression ou en charge. En réalité, les forces gravitaires gouvernent encore mais on doit également tenir compte de

la charge de pression additionnelle de toute surcharge au-dessus de la couronne de la conduite. Un tel écoulement se produit par exemple lorsque la dernière conduite du réseau se jette dans un cours d'eau dont le niveau d'eau est supérieur au niveau de la couronne de la conduite ; l'écoulement dans ce cas se fait en créant une charge additionnelle et on devra alors calculer la **ligne piézométrique** pour s'assurer que celle-ci reste à une profondeur acceptable dans tout le réseau soumis à cette condition en aval. L'analyse de l'écoulement à travers un ponceau, où le niveau d'eau en amont est supérieur au niveau du dessus de la conduite, doit également tenir compte de cet élément.

Écoulement laminaire ou turbulent

Une autre classification peut s'établir en fonction du type de forces en jeu pour gouverner le type d'écoulement. Si les forces visqueuses prédominent et que le nombre de Reynolds est inférieur à environ 500, l'écoulement est dit laminaire. Les lignes d'eau à l'intérieur d'une section type tendent dans ce cas à rester parallèles. Un exemple de ce type d'écoulement serait un écoulement en nappe au début du ruissellement.

En règle générale, cependant, l'écoulement sera turbulent. Des sous-classes ont de plus été établies et on peut distinguer une zone à écoulement lisse, une zone de transition et une zone à écoulement complètement turbulent. L'équation de Manning s'applique à un cas de turbulence pleinement développée, ce qui est le cas usuel en pratique. Les équations de Hazen-Williams et de Colebrook-White sont par ailleurs jugées plus appropriées pour les gammes lisse et de transition.

Écoulement fluvial ou torrentiel

L'écoulement peut finalement être défini en fonction du nombre de Froude, qui représente le niveau d'énergie contenu dans l'écoulement lui-même. Un écoulement fluvial, caractérisé par des vitesses faibles et de plus grandes profondeurs d'eau, se produit lorsque le nombre de Froude est inférieur à 1. Par opposition, un écoulement torrentiel se produira dans une canalisation avec une forte pente et avec un nombre de Froude supérieur à 1. L'écoulement lorsque le nombre de Froude est égal à 1 est dit critique.

Le nombre de Froude est défini par la relation suivante :

$$F = \frac{V}{(gd_m)^{1/2}} \quad (7-1)$$

où V est la vitesse moyenne dans la section d'écoulement, g est l'accélération due à la gravité ($9,81 \text{ m/s}^2$) et d_m est la profondeur moyenne hydraulique (A/T , soit l'aire d'écoulement divisée par la largeur de la surface d'écoulement).

La distinction entre écoulement fluvial, critique et torrentiel est importante pour au moins deux raisons (ASCE/WEF, 1992). En premier lieu, on doit localiser le lieu où le ressaut hydraulique se produira lorsque l'écoulement passera abruptement du régime torrentiel à un régime fluvial. Deuxièmement, comme il a déjà été souligné, la position de la profondeur critique dans un canal ou une conduite est importante parce que cette section sert de contrôle pour le calcul des courbes de remous ; cette position marque également le lieu où une relation unique existe entre le débit et la profondeur, ce qui en fait un endroit approprié pour la mesure de débits. La notion de profondeur critique joue également un rôle important dans l'analyse hydraulique des ponceaux et des calculs pour l'établissement de la ligne piézométrique. Les profondeurs critiques sont typiquement observées pour les situations suivantes :

1. Aux changements abrupts de pente (lorsqu'on passe d'une pente faible à une pente forte ou encore lorsqu'on passe d'une pente forte à faible (dans quel cas un ressaut hydraulique se formera).
2. Aux contractions dans les canaux, par exemple à l'entrée d'un ponceau ou à l'approche d'un pont.
3. Sur ou immédiatement en amont d'un déversoir ou d'une chute.

En se basant sur cette discussion sommaire de chaque type d'écoulement, on peut donc en conclure que l'écoulement en conduite dans un réseau de drainage est le plus souvent non permanent, non uniforme, turbulent, fluvial et soit à surface libre ou en charge. En règle générale, cette constatation est souvent ignorée à cause de la complexité des calculs qu'elle impliquerait et on traite l'écoulement comme s'il était permanent et uniforme. Certaines situations spécifiques exigent cependant qu'on tienne compte de la réalité de façon plus détaillée. Dans tous les cas, une bonne connaissance des principes hydrauliques de base permettra de choisir l'analyse la plus appropriée.

7.2.2 Principes de base

La très grande majorité des problèmes rencontrés lors de la conception des réseaux de drainage urbain peuvent être

analysés à l'aide des trois grands principes de conservation suivants :

- Conservation de la masse (continuité)
- Conservation de la quantité de mouvement
- Conservation de l'énergie

Dans sa forme la plus simple, le principe de continuité exprime la conservation de masse et l'équation de base est la suivante :

$$\frac{\Delta S}{\Delta t} = \sum \bar{I} - \sum \bar{O} \quad (7-2)$$

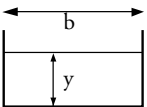
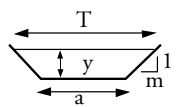
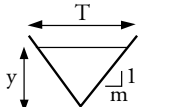
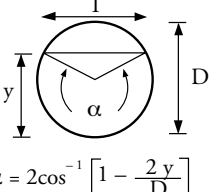
où ΔS est le changement de stockage, Δt est l'intervalle de temps, \bar{I} est le débit moyen entrant dans l'intervalle de temps et \bar{O} est le débit moyen sortant. Cette équation est utilisée en particulier lors de l'analyse pour le stockage dans un bassin de rétention. Si le changement de stockage peut être négligé (en assumant un écoulement permanent), l'équation de continuité indique alors simplement que la somme des débits entrant est égale à la somme des débits sortant du volume de contrôle. On obtient alors l'équation de continuité dans sa forme la plus

simple, $Q = VA$ à chaque section considérée, où Q est le débit (m^3/s), V est la vitesse moyenne (m/s) et A est la surface d'écoulement (m^2). Le tableau 7.1 fournit les surfaces d'écoulement pour différents types de sections.

Le **principe de la quantité de mouvement** se dérive à partir de la deuxième loi de Newton qui établit que la somme des forces externes agissant sur une masse de liquide est égale au taux de changement dans la quantité de mouvement linéaire de cette masse. L'équation d'onde dynamique qui en résulte, couplée avec l'équation de continuité sous sa forme complète, forment les équations de Saint-Venant qui les développa en 1871. Ces équations définissent un écoulement non permanent graduellement varié et sont utilisées dans différents programmes de simulation comme SWMM (*Stormwater Management Model*). Le principe de la quantité de mouvement est également utilisé pour analyser les ressauts hydrauliques, qui peuvent être employés pour dissiper l'énergie, ainsi que pour établir les forces d'un écoulement pouvant agir sur un objet se trouvant exposé à l'écoulement.

Finalement, le **principe de conservation d'énergie** est à la base de deux concepts importants pour l'analyse

Tableau 7.1
Caractéristiques géométriques pour différents types de sections.

Section	Surface (A)	Périmètre mouillé (P)	Rayon hydraulique (R)	Largeur en surface (T)
	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	b
	$(a + my) y$	$a + 2y\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{(a + my) y}{a + 2y\sqrt{1 + m^2}}$	$a + 2my$
	my^2	$2y\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{my}{2\sqrt{1 + m^2}}$	$2my$
 $\alpha = 2\cos^{-1}\left[1 - \frac{2y}{D}\right]$	$(\alpha - \sin\alpha) \frac{D^2}{8}$	$\frac{\alpha D}{2}$	$\frac{D}{4} \left[1 - \frac{\sin\alpha}{\alpha}\right]$	$(\sin(1/2\alpha)) D$ ou $2\sqrt{y(D - y)}$

de l'écoulement en réseau (voir figure 7.2) : ce sont les lignes du gradient hydraulique et du gradient d'énergie, séparées verticalement par le terme de vitesse $V^2/2g$. Dans le cas d'un écoulement à surface libre, la ligne du gradient hydraulique correspond à la surface de l'écoulement. Pour un écoulement sous pression, la ligne du gradient hydraulique correspond à la surface piézométrique, soit la hauteur à laquelle l'eau monterait dans un piézomètre. On l'appelle donc souvent la **ligne piézométrique**. Dans le cas d'un écoulement en conduite qui coule en charge, la hauteur de la ligne piézométrique correspond à la ligne reliant les niveaux d'eau qui seraient observés si on ouvrait

chacun des regards. Ce principe est illustré à la figure 7.3.

La prise en compte du gradient hydraulique est essentielle pour l'évaluation adéquate du comportement d'un réseau, comme le montre l'exemple simple de la figure 7.3. Si on utilise la pente de la conduite et l'équation de Manning, on peut calculer un certain débit. Cependant, si la surface de l'eau est plus basse en aval, le débit pouvant passer dans la conduite est plus élevé parce que le gradient hydraulique est plus élevé. À l'inverse, si le niveau d'eau en aval fait en sorte que la pente du gradient hydraulique est plus faible que la pente de la conduite, le débit sera plus faible.

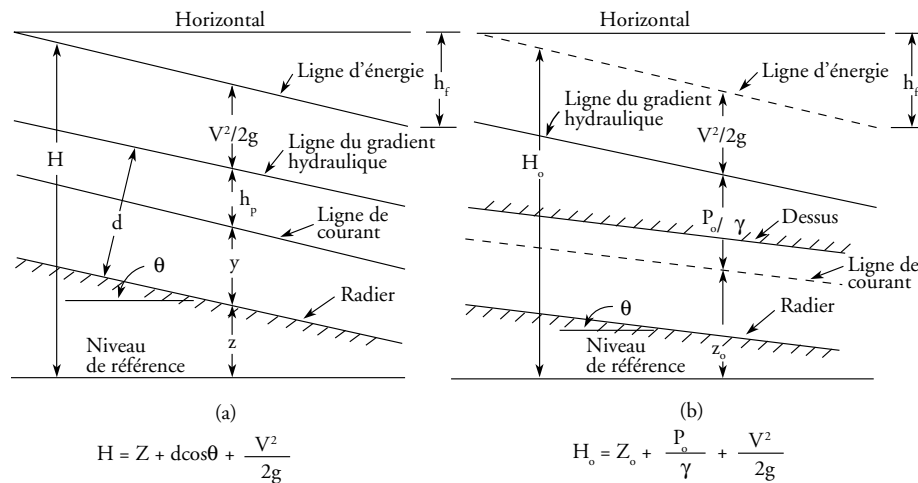


Figure 7.2 Définition des termes pour l'énergie totale dans un canal ouvert ou une conduite ne coulant pas pleine (a) ou dans une conduite fermée coulant sous pression (b). La ligne du gradient hydraulique dans le cas d'un réseau de drainage qui coule en charge est souvent appelée ligne piézométrique.

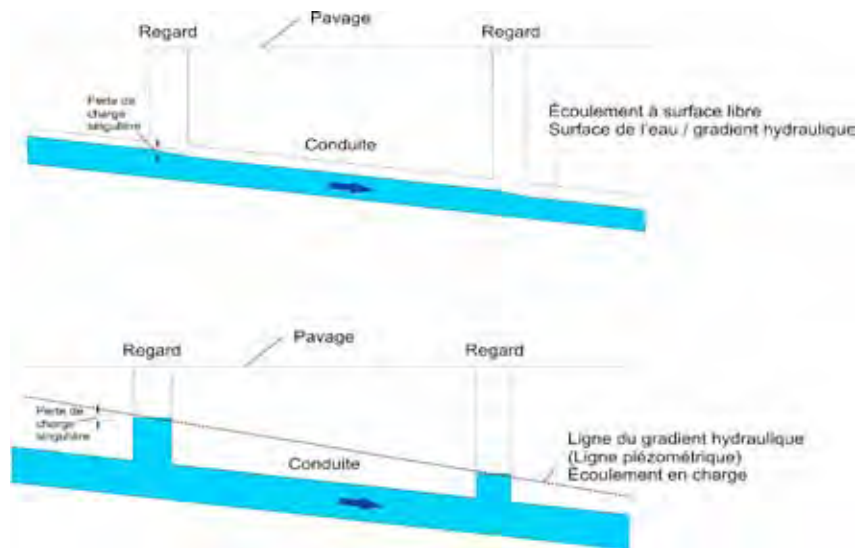


Figure 7.3 Illustration du profil de la ligne piézométrique dans un réseau, dans le cas d'un écoulement à surface libre (schéma du haut) ou d'un écoulement en charge (schéma du bas).

7.2.3 Profondeur critique

La profondeur critique est la profondeur pour laquelle l'énergie spécifique est minimum. Cette profondeur critique est fonction du débit, des dimensions et de la forme de la canalisation. L'expression générale pour calculer la profondeur critique dans une canalisation est la suivante (Chow, 1959 ; Henderson, 1966) :

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad (7-3)$$

où Q est le débit, g est l'accélération due à la gravité, A est la section d'écoulement et T est la largeur de l'écoulement en surface. Les relations géométriques pour différentes sections

d'écoulement sont montrées au tableau 7.1. La résolution de l'équation 7-3 pour la profondeur critique doit être obtenue par itération, ce qui peut facilement se faire avec une calculatrice ou un micro-ordinateur. Une approche alternative est l'utilisation d'abaques qu'on peut retrouver dans différentes références pour plusieurs types de conduites ou de canalisations (Chow, 1959 ; French, 1985 ; FHWA, 2005 ; Portland, 1964 ; MTQ, 1995). La figure 7.4 fournit un abaque permettant d'établir la profondeur critique pour une conduite circulaire. La notion de profondeur critique est particulièrement importante pour l'analyse du comportement hydraulique des ponceaux, pour le calcul de la ligne piézométrique et également pour le calcul des courbes de remous.

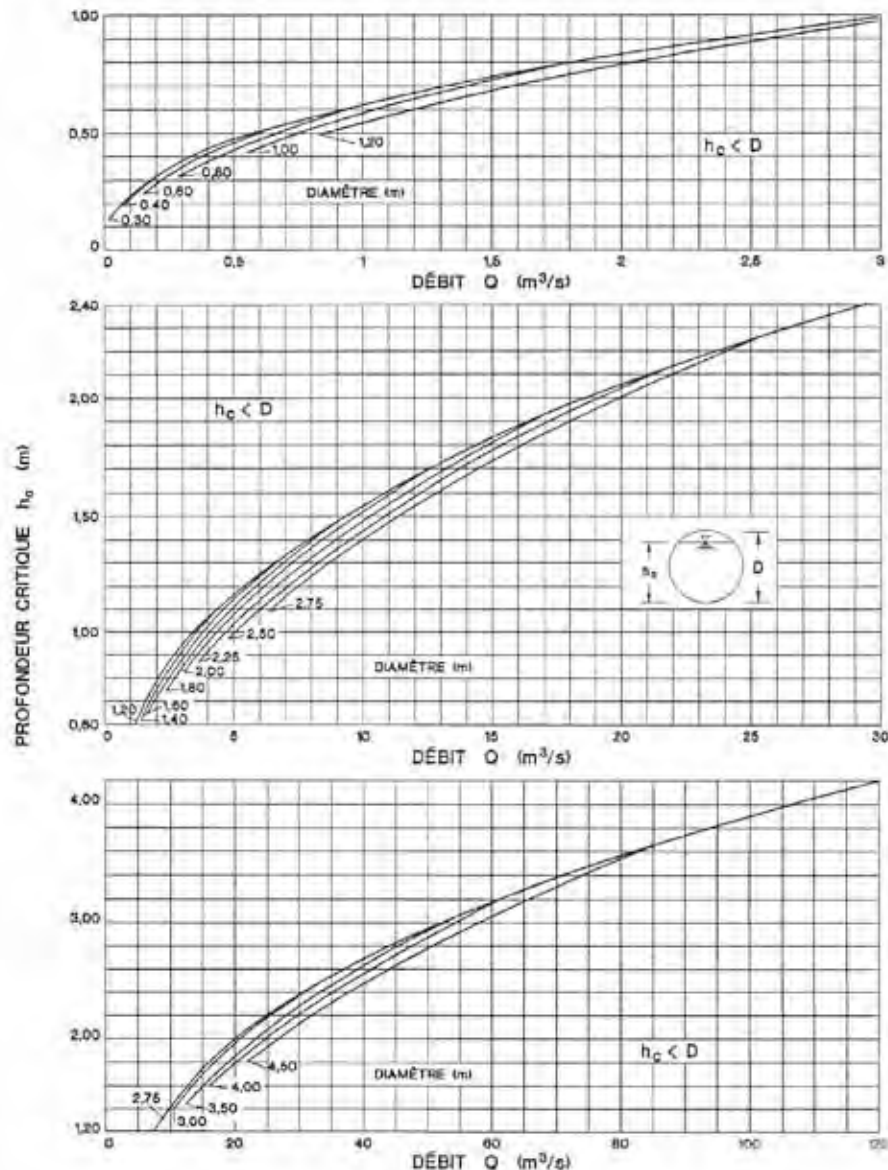


Figure 7.4 Profondeur critique – conduite circulaire (MTQ, 1995).

La région d'écoulement au-dessus de la profondeur critique définit une zone d'écoulement fluvial ; la région sous la profondeur critique est par ailleurs une zone d'écoulement torrentiel. Cet aspect est important lorsqu'on considère que le calcul de courbes de remous se fera de l'aval vers l'amont lorsque la profondeur de contrôle est supérieure à la profondeur critique et de l'amont vers l'aval lorsque la profondeur de contrôle est inférieure à la profondeur critique.

7.2.4 Profondeur normale (équation de Manning)

La profondeur normale est simplement définie comme la profondeur correspondant à un écoulement uniforme avec un débit constant. En d'autres mots, c'est la profondeur que l'on obtiendra dans une canalisation à surface libre lorsque la composante de la force de gravité dans la direction de

l'écoulement sera exactement compensée par les pertes dues à la friction sur la surface contre laquelle se fait l'écoulement. Les pentes de la canalisation, du gradient de la ligne hydraulique et de la ligne d'énergie sont alors toutes égales.

La **profondeur normale** est fonction du débit, des dimensions et du type de canalisation, de la pente (S_f) et de la résistance par friction. Sa valeur peut être calculée à l'aide de l'équation de Manning :

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2} \quad (7-4)$$

où V est la vitesse en m/s, R le rayon hydraulique (surface d'écoulement divisée par le périmètre mouillé) en m, S_f est la pente du gradient hydraulique (m/m) et n le coefficient de Manning dont on peut retrouver les valeurs représentatives aux tableaux 7.2 et 7.3. On pourra consulter également de nombreuses références qui don-

Tableau 7.2
Coefficients de rugosité n de Manning pour des conduites d'égout pluvial
(MTQ, 1995 ; MTO, 1997 ; FHWA, 2005 ; CSPI, 2002).

Type de conduite	Rugosité ou ondulation	Gamme de valeurs pour le n de Manning	n de Manning recommandé
Conduite circulaire en béton	lisse	0,011 – 0,013	0,013
Conduite rectangulaire en béton	Coffrage en bois (rugueux) Coffrage en bois (lisse) Coffrage en acier (lisse)	0,015-0,017 0,012-0,014 0,012-0,013	0,016 0,014 0,013
Tuyaux en tôle ondulée Ondulations annulaire ou hélicoïdale	68 par 13 mm (annulaires) Non pavé 25 % pavé 100 % pavé 68 par 13 mm (hélicoïdales) Non pavé 25 % pavé 100 % pavé 76 x 25 mm (annulaires) Non pavé 25 % pavé 100 % pavé 76 x 25 mm (hélicoïdales) 150 par 25 mm 125 par 25 mm 75 par 25 mm 150 par 50 mm	0,022-0,027 0,016-0,021 0,014-0,019 0,012 0,023-0,027 0,022-0,025 0,025-0,026 0,027-0,028 0,033-0,035	0,024 0,021 0,012 Variable avec D Variable avec D 0,012 0,027 0,023 0,012 Variable avec D 0,024 0,026 0,028 0,035
Tuyaux en tôle ondulée Multiplaques	Corrugation variable		0,028-0,037
Tuyau en thermoplastique	Intérieur lisse	0,009-0,012	0,012
Tuyau en thermoplastique	Intérieur ondulé	0,018-0,025	0,020
Tuyau de fonte	Lisse		0,013
Tuyau d'acier	Lisse	0,009-0,011	0,011
Ponceau en bois	Lisse	0,015-0,017	0,016

nent des tableaux exhaustifs pour l'établissement de ce paramètre, avec des photos dans le cas des canaux naturels ou artificiels (Chow, 1959 ; Henderson, 1966 ; French, 1985 ; MTQ, 1995 ; FHWA, 2005). Le terme S_f représente la pente de friction ; lorsque celle-ci est égale à la pente de la canalisation, la profondeur obtenue avec l'équation de Manning est la profondeur normale. Signalons que dans le système impérial, on doit ajouter une constante de 1,49 pour le terme de droite de l'équation.

D'un autre côté, en reconnaissant par l'équation de continuité que $Q = VA$, on peut également écrire l'équation 7-4 de la façon suivante :

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S_f^{1/2} \quad (7-5)$$

Tableau 7.3

Coefficients de rugosité n de Manning pour des canaux et fossés (MTQ, 1995 ; MTO, 1997 ; FHWA, 2005).

Type de canal ou fossé	Gamme de valeurs pour le n de Manning
Canaux non protégés	
A) Terre	
• Sans végétation	0,016-0,020
• Gazonnée	0,022-0,027
• Broussailles peu denses	0,050-0,110
• Broussailles denses	0,100-0,140
B) Roc	
• Lisse et uniforme	0,035-0,040
• Irrégulier avec aspérités	0,040-0,045
Canaux protégés	
A) Béton	
• Brut de décoffrage	0,013-0,017
• De finition	0,012-0,014
B) Radier en béton et	
• Murs en pierres et mortier	0,015-0,020
• Murs en blocs de béton	0,020-0,025
• Murs en enrochement (perré)	0,020-0,030
C) Radier en gravier et	
• Murs en béton	0,017-0,020
• Murs en pierres et mortier	0,020-0,023
• Murs en enrochement (perré)	0,023-0,033
D) Brique	0,014-0,017
E) Béton bitumineux	0,013-0,016
F) Bois	0,011-0,013
Fossés de routes et de drainage	
A) Profondeur < 200 mm	
• Herbe 50 mm	0,045-0,070
• Herbe 100-150 mm	0,050-0,090
• Foin 300 mm	0,080-0,180
• Foin 600 mm	0,130-0,300
B) Profondeur 200 – 450 mm	
• Herbe 50 mm	0,035-0,050
• Herbe 100-150 mm	0,040-0,060
• Foin 300 mm	0,090-0,120
• Foin 600 mm	0,090-0,200

Comme dans le cas de la profondeur critique, étant donné que l'établissement de la profondeur normale nécessite une résolution par itération, certains abaques sont disponibles pour l'obtenir directement (Brater et King, 1976 ; FHWA, 2005 ; Chow, 1959). Pour une conduite circulaire coulant pleine, $R = D/4$ et l'équation de Manning peut donc s'écrire de la façon suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} S_f^{1/2} \quad (7-6)$$

Ou encore :

$$Q = \frac{1}{n} (0,312) D^{2,67} S_f^{1/2} \quad (7-7)$$

La figure 7.5 illustre la sensibilité des différents paramètres qu'on retrouve dans l'équation de Manning pour des conduites circulaires. On constate par exemple que, si un diamètre est doublé, la capacité de la conduite sera augmentée par 6 ; si la pente est doublée, la capacité de la conduite sera augmentée par 1,4 ; cependant, si le coefficient de rugosité est doublé, la capacité de la conduite est réduite de 50 pour cent.

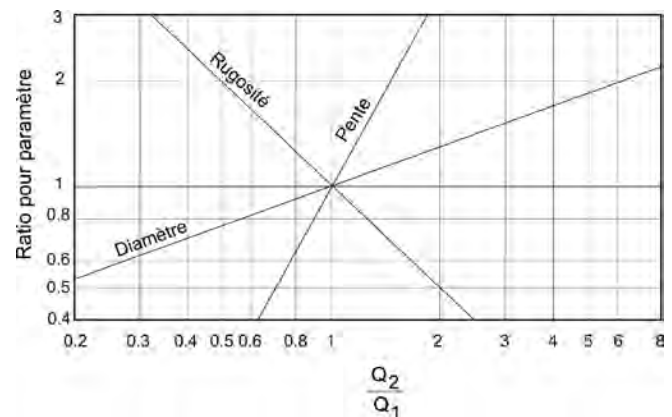


Figure 7.5 Sensibilité des paramètres dans l'équation de Manning pour la capacité des conduites circulaires (adapté de FHWA, 2001).

Exemple 7.1

Données : $Q = 0,50 \text{ m}^3/\text{s}$; $S_f = 0,015 \text{ m/m}$

Établir : Le diamètre de la conduite requis pour le débit, en considérant une conduite en béton ou une conduite en tôle ondulée avec des ondulations hélicoïdales.

(1) Conduite de béton

En utilisant l'équation 7-7 avec un $n = 0,013$ pour une conduite en béton, on trouve :

$$D = ((Q n)/(0,312) (S_f^{0,5}))^{0,375}$$

$$D = ((0,50) (0,013)/(0,312) (0,015^{0,5}))^{0,375}$$

$D = 0,514 \text{ m}$ (514 mm) ; on pourra donc utiliser une conduite de 530 mm.

(2) Conduite en tôle ondulée avec des ondulations hélicoïdales

En utilisant l'équation 7-7 avec un $n = 0,017$ pour une conduite en tôle ondulée avec des ondulations hélicoïdales, on trouve :

$$D = ((Q n) / (0,312) (S_f^{0,5}))^{0,375}$$

$$D = ((0,50) (0,017) / (0,312) (0,015^{0,5}))^{0,375}$$

$D = 0,569 \text{ m (569 mm)}$; on pourra donc utiliser une conduite de 610 mm.

Exemple 7.2

Données : Les conduites dont les diamètres ont été déterminés à l'exemple 7-1.

Établir : La capacité hydraulique des conduites coulant pleines et les vitesses correspondantes.

(1) Conduite de béton

En utilisant l'équation 7-7 avec un $n = 0,013$ pour une conduite en béton, on trouve :

$$Q = ((0,312/n) D^{2,67} (S_f^{0,5}))$$

$$Q = ((0,312/0,013) 0,530^{2,67} (0,015^{0,5}))$$

$$Q = 0,54 \text{ m}^3/\text{s} \text{ et } V = Q/A = 2,44 \text{ m/s}$$

(2) Conduite en tôle ondulée avec des ondulations hélicoïdales

En utilisant l'équation 7-7 avec un $n = 0,017$ pour une conduite en tôle ondulée avec des ondulations hélicoïdales, on trouve :

$$Q = ((0,312/n) D^{2,67} (S_f^{0,5}))$$

$$Q = ((0,312/0,017) 0,530^{2,67} (0,015^{0,5}))$$

$$Q = 0,60 \text{ m}^3/\text{s} \text{ et } V = Q/A = 2,05 \text{ m/s}$$

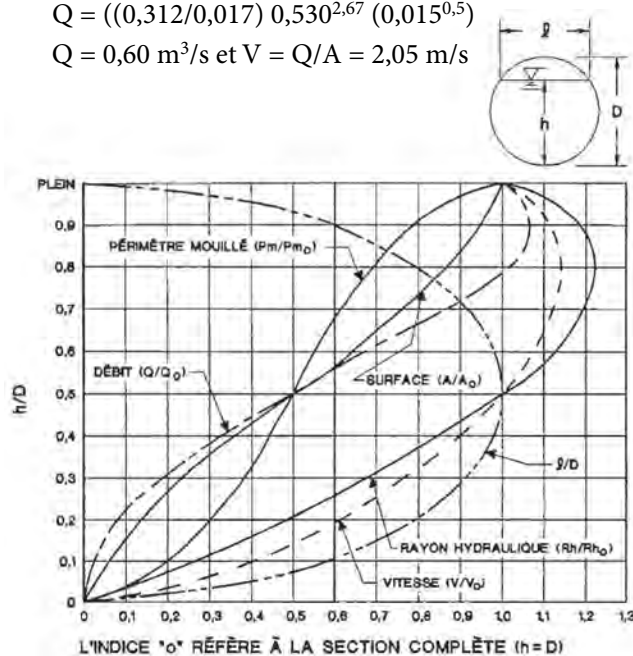


Figure 7.6 Propriétés hydrauliques d'une conduite coulant partiellement pleine (MTQ, 1995).

7.2.5 Conduite coulant partiellement pleine

En pratique, il devient souvent nécessaire d'évaluer des hauteurs d'eau ou d'autres paramètres dans une conduite coulant partiellement pleine. On pourra alors utiliser les équations fournies au tableau 7.1 ou encore utiliser directement l'abaque donné à la figure 7.6, qui présente des relations entre les différents paramètres pour des conduites coulant partiellement pleines. Il s'agit simplement de calculer tout d'abord le rapport entre la profondeur d'eau et le diamètre de la conduite, de lire sur la courbe appropriée la valeur du rapport pour le paramètre concerné (débit, vitesse, surface d'écoulement, rayon hydraulique) et finalement d'établir la valeur du paramètre pour les conditions partiellement pleines à partir de la valeur pour des conduites coulant pleines.

Soulignons par ailleurs que le graphique de la figure 7.6 est basé sur l'hypothèse que le n de Manning ne varie pas avec la profondeur d'eau dans les conduites. Or, certaines mesures (ASCE/WEF, 1982) indiquent que le n varie en fonction de la hauteur d'eau et qu'il peut être jusqu'à 29 % supérieur à la valeur lorsque la conduite coule pleine. L'information disponible n'est toutefois pas complète et le choix est donc laissé au concepteur pour la majoration à appliquer au coefficient n . Cette majoration permettra également de tenir compte des pertes de charge locales, qui peuvent être plus difficiles à évaluer correctement.

Certains points peuvent être soulignés à partir des différents éléments du graphique de la figure 7.6 :

1. Le débit maximal se produit à 93 pourcent du diamètre total de la conduite. Cela signifie donc que, si la conduite est conçue pour un débit coulant plein, on sera donc du côté conservateur.
2. La vitesse dans la conduite est la même lorsqu'elle est à moitié pleine ou pleine.
3. Les vitesses pour des profondeurs plus grandes que la moitié du diamètre sont plus grandes que les vitesses lorsque la conduite coule pleine.
4. Lorsque la hauteur d'écoulement est plus petite que la moitié du diamètre, les vitesses diminuent rapidement.

Exemple 7.3

Données : Une conduite de 450 mm avec une pente de 0,006 (capacité coulant pleine de 0,221 m³/s avec un coefficient n de Manning de 0,013).

Établir : Vitesse d'écoulement, surface d'écoulement et débit si la conduite coule avec une hauteur d'eau de 180 mm (40 % du diamètre).

En lisant sur le graphique de la figure 7.6 pour le ratio h/D de 0,4, on trouve tout d'abord le ratio $Q/Q_0 = 0,32$, ce qui donne donc un débit de $0,221 \times 0,32 = 0,071 \text{ m}^3/\text{s}$. En continuant sur la même ligne horizontale de $h/D = 0,4$, on trouve ensuite le ratio $A/A_0 = 0,44$. Lorsqu'appliqué à la section coulant pleine ($(3,1416 (0,45)^2)/4 = 0,159 \text{ m}^2$, on obtient une surface d'écoulement de $0,159 \times 0,44$, soit $0,070 \text{ m}^2$. Finalement, en utilisant l'équation de continuité $Q = VA$, on trouve une vitesse de $0,071/0,070 = 1,01 \text{ m/s}$.

7.2.6 Courbes de remous

Lorsque l'écoulement n'est pas uniforme, il peut être selon la classification déjà établie à une section précédente graduellement varié ou rapidement varié ; la pente de la surface d'écoulement ne sera plus dans ces cas parallèle à la pente de la canalisation. L'écoulement rapidement varié le plus pertinent pour la conception de réseaux d'égout est le ressaut hydraulique. On s'attardera ici aux différents types d'écoulement graduellement varié et aux méthodes de calculs les plus usuelles.

La définition des différents types d'écoulement graduellement varié se fait à partir des valeurs relatives de la profondeur d'écoulement se produisant dans la canalisation, des profondeurs critiques (d_c) et normales (d_n) et de la localisation des sections de contrôle. Les différents profils sont tout d'abord caractérisés par un des types suivants qui décrivent la pente de la canalisation (Chow, 1959 ; Henderson, 1966 ; Brater et King, 1976) :

- M (*Mild*) : d_n supérieure à d_c
- C (*Critical*) : d_n égale à d_c
- S (*Steep*) : d_n inférieure à d_c
- H (*Horizontal*) : d_n n'existe pas
- A (*Adverse*) : d_n n'existe pas

Les profils sont ensuite classifiés selon la localisation des profondeurs en fonction des profondeurs normale et critique :

- Zone 1 : la profondeur est plus grande que d_n et d_c
- Zone 2 : la profondeur est entre d_n et d_c
- Zone 3 : la profondeur est inférieure à d_n et d_c

La figure 7.7 montre les profils les plus usuels pour des pentes faibles et abruptes ; une discussion des autres

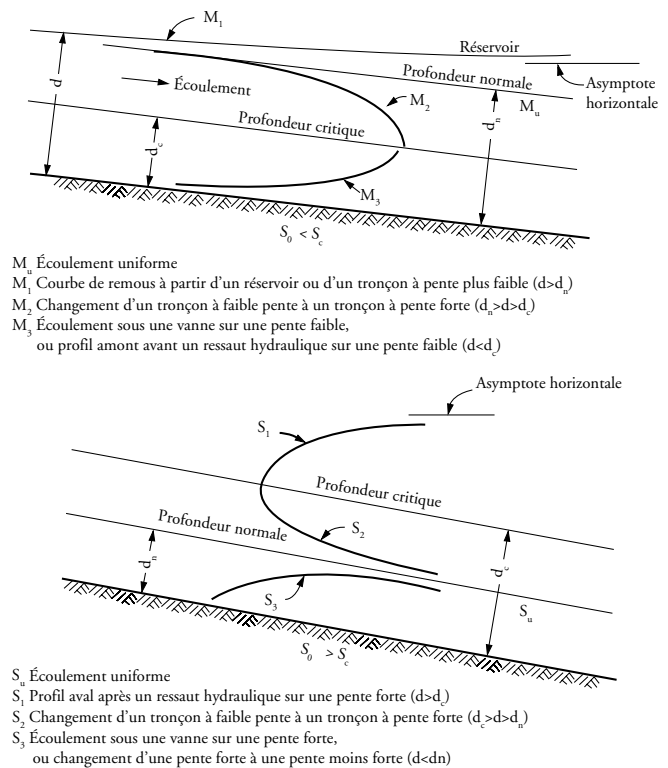


Figure 7.7 Types de profils de lignes d'eau pour un écoulement graduellement varié sur des pentes faibles et fortes.

types de profils est fournie dans plusieurs références (Chow, 1959 ; Henderson, 1966 ; Brater et King, 1976 ; French, 1985). Le profil le plus commun en ce qui concerne les réseaux d'égout est le profil M-1 qu'on peut voir sur la figure 7.7. Ce type de profil se rencontre lorsque par exemple un émissaire d'égout se jette dans un cours d'eau dont la hauteur d'eau affecte l'écoulement dans la conduite d'égout.

Le calcul des courbes de remous peut se faire selon plusieurs méthodes différentes (Chow, 1959 ; Henderson, 1966). Pour des réseaux d'égout, deux méthodes sont particulièrement appropriées (ASCE/WEF, 1992 ; Metcalf et Eddy, 1992): la méthode pas-à-pas directe (*direct step method*) et la méthode pas-à-pas standard (*standard step method*). La première technique fournit la distance à laquelle on obtient une profondeur d'eau donnée. Elle est recommandée pour les calculs manuels dans le cas de conduites à sections prismatiques puisqu'elle ne nécessite pas d'itération. La deuxième méthode est plus générale mais nécessite par contre un processus d'itération; elle est par conséquent plus facilement utilisable avec un ordinateur.

Puisqu'il définit les régions d'écoulement fluvial et torrentiel (par la profondeur critique d_c), on comprend l'importance du nombre de Froude puisqu'il peut servir à déterminer entre autres la direction pour les calculs de courbe de remous. **Si le nombre de Froude est inférieur à 1, l'écoulement est fluvial et les calculs se font par conséquent de l'aval vers l'amont.** Si le nombre de Froude est par contre supérieur à 1, l'écoulement est torrentiel et les calculs procèdent donc de l'amont vers l'aval. Par ailleurs, lorsqu'on calcule une ligne piézométrique, il est important de savoir si on a un écoulement torrentiel puisque dans ce cas les pertes de charge ne se propagent pas vers l'amont. Le nombre de Froude est également utilisé pour détecter la présence ou non d'un ressaut hydraulique.

7.3 ANALYSES POUR LE RÉSEAU MAJEUR

L'analyse hydraulique pour le réseau majeur doit considérer entre autres éléments l'écoulement en surface des rues et dans les caniveaux, les capacités d'interception des différentes grilles de puisard ainsi que les fossés et canaux principaux.

7.3.1 Écoulement sur le pavage

Les différents paramètres pour l'analyse d'un écoulement en caniveau sont montrés schématiquement à la figure 7.8. L'équation régissant l'écoulement dans un caniveau est obtenue à partir de l'équation de Manning intégrée en fonction de la largeur d'écoulement et en assumant que le rayon hydraulique peut être considéré équivalent à la profondeur d'eau (ce qui est d'autant plus vrai que dans le cas d'un caniveau la largeur d'écoulement peut atteindre 40 fois la valeur de la profondeur d'eau (FHWA, 1984). Le débit dans un caniveau de forme triangulaire s'établit donc à l'aide de l'équation suivante :

$$Q = \left(\frac{0,378}{n} S_x^{5/3} S^{1/2} T^{8/3} \right) \quad (7-8)$$

où Q est le débit dans le caniveau (m^3/s), n le coefficient de Manning, S_x le devers (m/m), S la pente longitudinale (m/m) et T est la largeur du filet d'eau (m). Le tableau 7.4 fournit les valeurs pour le coefficient de Manning pour les chaussées et caniveaux.

L'équation ci-dessus assume que la résistance à l'écoulement offerte par la bordure est négligeable, ce

Tableau 7.4

Coefficient de Manning pour les chaussées et caniveaux.

Surface	n
Chaussée en enrobé <ul style="list-style-type: none"> • Surface lisse • Surface rugueuse 	0,013 0,016
Chaussée en enrobé, caniveau en béton de ciment <ul style="list-style-type: none"> • Surface lisse • Surface rugueuse 	0,013 0,015
Chaussée en béton de ciment <ul style="list-style-type: none"> • Fini à la truelle mécanique • Texture antidérapante 	0,014 0,016
Caniveau en béton de ciment, fini à la truelle	0,012

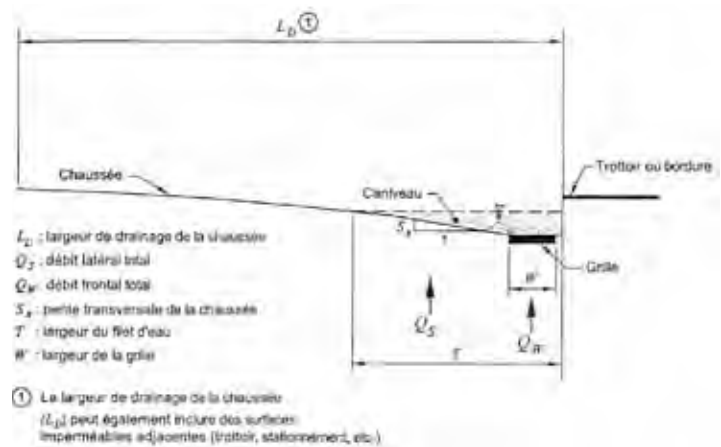


Figure 7.8 Paramètre d'écoulement en caniveau (MTQ, 2003).

qui est raisonnable pour des devers inférieurs à 10 % (FHWA, 1984). On peut également exprimer l'équation en fonction de la largeur du filet d'eau T :

$$T = \left(\frac{Q n}{0,378 S_x^{5/3} S^{1/2}} \right)^{0,375} \quad (7-9)$$

La profondeur d'eau est par ailleurs reliée au filet d'eau par l'équation suivante :

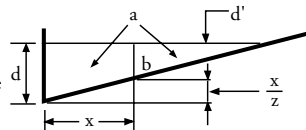
$$d = T S_x \quad (7-10)$$

D'un autre côté, on peut, à partir des équations 7-8 et 7-10, en établir une pour la vitesse moyenne dans le caniveau (en reconnaissant que la surface du triangle dans le caniveau est égale à $dT/2$ et à partir de l'équation de continuité) :

$$V = \left(\frac{0,752}{n} \right) S_x^{2/3} S^{1/2} T^{2/3} \quad (7-11)$$

La figure 7.9 montre par ailleurs une méthodologie pour calculer le débit dans seulement une portion de l'écou-

1) Pour déterminer le débit Q_x dans une portion du caniveau ayant une largeur x : déterminer la profondeur d pour le débit total dans la section complète. Utiliser ensuite l'équation 7-8 pour déterminer le débit Q_b dans la section b pour une profondeur $d' = d - (x/z)$. Le débit pour la largeur x s'obtient finalement par soustraction.



2) Pour déterminer le débit dans une section composite : suivre instructions pour le cas (1) pour obtenir le débit dans la portion a ; obtenir Q_b pour le devers z_b et la profondeur d' . Finalement, $Q_c = Q_a + Q_b$.

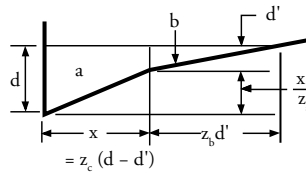


Figure 7.9 Calculs d'écoulement en caniveau (Rivard, 2005).

lement ainsi que le débit dans une section composite, c'est-à-dire une section où la pente latérale du caniveau est différente de la pente latérale de la voie considérée. Quoiqu'il y ait un avantage certain dans ce dernier cas à avoir une pente plus forte dans le caniveau de façon à réduire la largeur du filet d'eau, les sections composites sont plutôt rarement utilisées au Québec, principalement à cause des difficultés de construction et des problèmes pour le déneigement. D'un autre côté, la connaissance du débit correspondant à seulement une portion de l'écoulement est utile lors du calcul de la capacité des grilles de rue, comme on le verra dans une section subséquente.

On peut évaluer avec les différentes équations présentées l'influence relative que peuvent avoir la pente longitudinale, la pente transversale (devers) ainsi que le filet d'eau sur le débit dans le caniveau. À partir de l'équation 7-8 et en faisant varier un à un chacun des paramètres, on obtient les courbes montrées à la figure 7.10. Comme on peut se rendre compte en examinant la figure, l'effet relatif du filet d'eau sur la capacité du caniveau est plus important que celui du devers et de la pente longitudinale. D'un autre côté, on n'a pas généralement beaucoup de latitude pour des changements de pente longitudinale mais on peut de façon assez efficace faire varier le devers pour augmenter la capacité du caniveau. À titre d'exemple, on se rend compte en consultant la figure 7.10 que passer d'un devers de 0,04 à 0,02 réduira la capacité du caniveau à 71 % de celle avec une pente de 0,04. Une telle réduction de la pente peut avoir un impact significatif sur l'espacement recommandable entre les puisards. Tenir compte de ces effets peut devenir important dans certaines situations, en particulier à l'approche d'un point bas.

7.3.2 Capacités d'interception des entrées au puisard

La capacité d'interception d'une entrée au puisard dépend

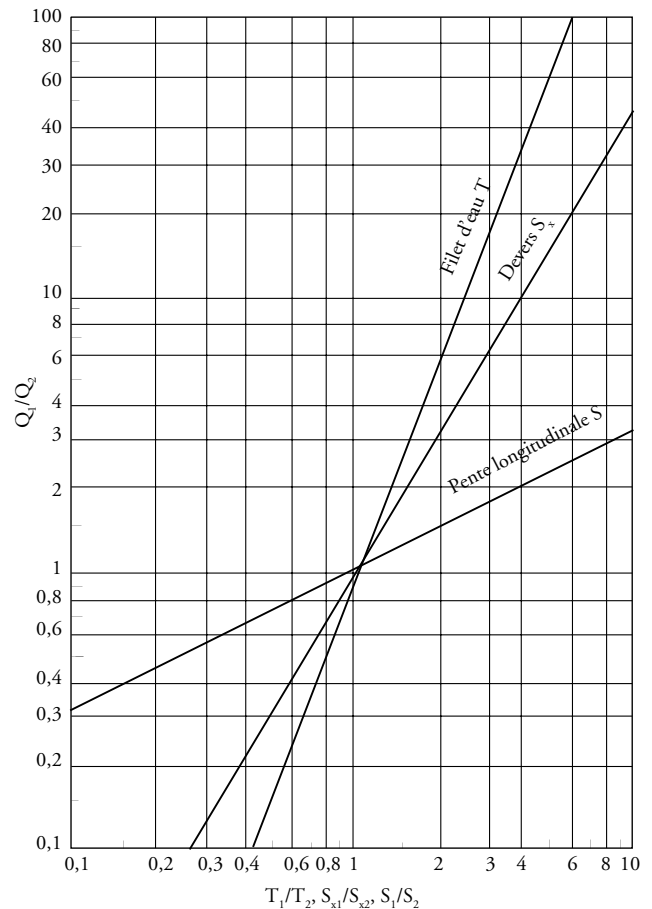
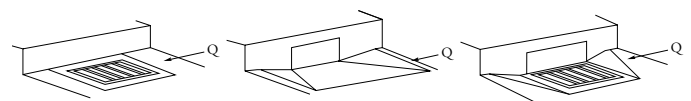


Figure 7.10 Effets relatifs du filet d'eau, du devers et de la pente longitudinale sur la capacité d'écoulement du caniveau.

de ses propriétés géométriques et des caractéristiques d'écoulement dans le caniveau. Cette capacité d'interception est importante à considérer puisqu'elle influence directement la quantité d'eau qui sera soustraite du caniveau et la quantité d'eau qui entrera au système de drainage mineur. Une capacité inadéquate ou une mauvaise localisation des grilles pourra causer des inondations de surface ou un filet d'eau trop large, ce qui pourra nuire à la circulation.

Les types d'entrées aux puisards peuvent être sommairement divisés en trois catégories (voir figure 7.11) :

- a) grille de rue
- b) entrée en bordure



(a) grille de rue (b) en bordure (c) entrée combinée

Figure 7.11 Types d'entrée au puisard.

c) entrée combinée

Le type d'entrée avec une grille de rue est celui le plus répandu. Une entrée en bordure peut également être utilisée pour des secteurs avec des rues aux pentes longitudinales relativement faibles (la capacité d'interception de ce type d'entrée pouvant être très réduite avec des pentes de rues plus prononcées).

La figure 7.12 fournit les dimensions les plus usuelles utilisées au Québec. Les dimensions des grilles normalisées par le ministère des Transports du Québec sont 350 x 600 mm et 450 x 915, avec une orientation des barreaux perpendiculaire à la bordure ; des variations quant au nombre et à la forme des barreaux existent. Plusieurs municipalités de la région de Québec utilisent ces grilles et également des grilles de 350 x 750 alors que d'autres, en particulier dans la région de Montréal et ailleurs en province, privilégient des grilles circulaires de 760 mm de diamètre. L'orientation des ouvertures et leur configuration pourront également varier selon les manufacturiers et le modèle. Par exemple, les ouvertures pour les grilles rondes peuvent être disposées en forme de V ; les grilles rectangulaires peuvent avoir également leurs ouvertures disposées dans l'axe d'écoulement (au lieu d'être perpendiculaires à l'écoulement), avec des barres ayant une forme particulière pour empêcher les roues de vélo d'entrer dans les ouvertures.

Les principaux avantages des grilles de rue sont que leur capacité diminue moins rapidement que les entrées en bordure avec une augmentation de la pente longitudinale et que, en comparaison avec l'entrée en bordure, la grille requiert une structure plus petite pour une capacité égale. Le principal désavantage est que les grilles ont tendance à se boucher dû à l'accumulation de débris de toutes sortes, particulièrement dans les creux.

Les entrées en bordure et combinée sont de façon générale moins employées au Québec, probablement pour des questions de facilité d'entretien, en particulier en hiver et au printemps. Un autre désavantage de ces structures d'entrée est que leur capacité hydraulique est plus sensible que pour la grille de rue en ce qui concerne la pente longitudinale : leur faible capacité d'interception pour de fortes pentes rend moins intéressante leur utilisation pour des pentes supérieures à environ 3 %. Pour de faibles pentes, ce type d'entrée au puisard peut cependant être une bonne alternative aux grilles puisqu'ils ont moins tendance à être bouchés par des débris et qu'ils ne sont

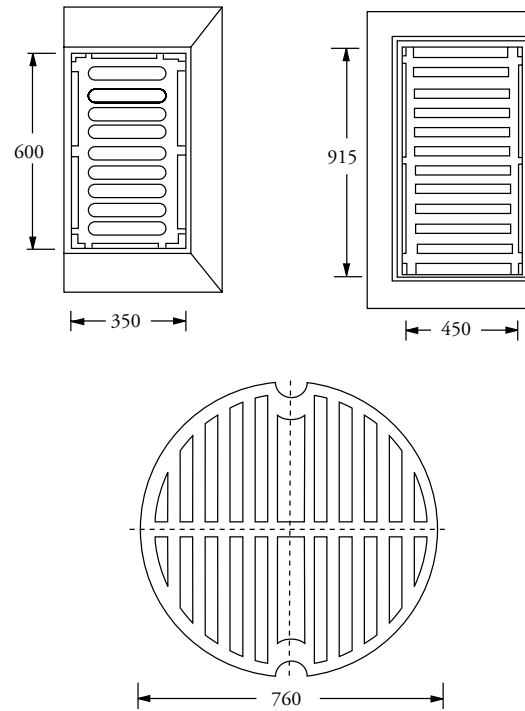


Figure 7.12 Types de grille de puisard usuels.

pas nuisibles aux piétons, cyclistes et automobilistes.

La capacité d'une grille varie en fonction de plusieurs paramètres dont les principaux sont :

- Caractéristiques et dimensions de l'entrée au puisard.
- Les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement dans le caniveau.
- La position de la grille dans le caniveau.
- L'élévation de la grille par rapport au pavage (dépression ou non).
- La profondeur d'eau à la grille.

Hydrauliquement, on peut retrouver dans un système de puisards deux types d'interception : une interception effectuée dans une pente continue ou une interception dans un creux. Les méthodes de calculs dans chacun des cas sont détaillées dans les sections qui suivent.

7.3.2.1 Capacité d'interception – grilles en continu

En théorie, une grille de rue interceptera tout le débit coulant dans le caniveau sur une largeur correspondant à la largeur de la grille, avec une partie additionnelle qui pourra entrer au puisard par le côté de la grille si le filet d'eau est plus large que la grille et une autre partie entre la bordure et la grille, cette dernière étant habituellement négligeable (ARTC, 1982). Cependant, sous certaines conditions, en particulier à partir d'une certaine valeur

critique de vitesse, l'efficacité théorique de la grille pourra être diminuée à cause d'un phénomène d'éclaboussement qui entraîne une partie de l'écoulement à dépasser la grille sans être intercepté. Cette vitesse limite a été déterminée pour certaines formes de grilles par des études en laboratoire (FHWA, 1984) et les auteurs de ce document ont utilisé ces résultats pour élaborer leur approche de calcul, comme on le verra plus loin.

L'efficacité des grilles peut être exprimée par l'équation suivante :

$$E = \frac{Q_i}{Q} = \frac{Q_{iw} + Q_{is}}{Q} \quad (7-12)$$

Où E : efficacité de la grille

Q : débit total dans le caniveau (m^3/s), $= Q_w + Q_s$

Q_i : débit total intercepté (m^3/s), $= Q_{iw} + Q_{is}$

Q_{iw} : débit frontal intercepté (m^3/s)

Q_w : débit frontal total (m^3/s)

Q_{is} : débit latéral intercepté (m^3/s)

Q_s : débit latéral total (m^3/s)

L'équation peut également s'écrire de la façon suivante :

$$E = R_f E_o + R_s (1 - E_o) \quad (7-13)$$

Où R_f : efficacité pour l'écoulement frontal, $= Q_{iw} / Q_w$

$E_o : Q_w / Q$

R_s : efficacité pour l'écoulement latéral, $= Q_{is} / Q_s$

On a également les relations suivantes :

$$E_o = \frac{Q_w}{Q} = 1 - \left(1 - \frac{W}{T}\right)^{2,67} \quad (7-14)$$

$$R_f = 1 - 0,295 (V - V_o) \leq 1 \quad (7-15)$$

$$R_s = \frac{1}{1 + \frac{0,0828 V^{1,8}}{S_x L^{2,3}}} \quad (7-16)$$

Où T : largeur du filet d'eau (m)

W : largeur de la grille (m)

V : vitesse de l'écoulement dans le caniveau (m/s)

V_o : vitesse d'éclaboussement selon le type de grille, qui correspond à la vitesse à partir de laquelle une partie de l'eau ne pénètre pas dans la grille (m/s)

L : longueur de la grille (m)

La vitesse d'éclaboussement et la largeur de grille pour les types de grilles couramment utilisées au Québec sont les

suivantes (MTQ, 2003) :

- rectangulaire 350 mm x 600 mm : $V_o = 0,3$ m/s ; $W = 0,35$ m ;
- rectangulaire 450 mm x 900 mm : $V_o = 0,4$ m/s ; $W = 0,45$ m ;
- circulaire 760 mm : $V_o = 0,3$ m/s ; $W = 0,56$ m (la capacité de la grille circulaire est considérée équivalente à celle d'une grille rectangulaire de 560 mm x 600 mm).

Ainsi, à titre d'exemple, si on assume une vitesse d'écoulement et une largeur de filet d'eau dans le caniveau de 1 m/s et 1,8 m respectivement avec un devers de 3 %, on peut établir pour les trois types de grille les capacités d'interception suivantes :

Type de grille	E_o	R_f	R_s	E (efficacité de la grille)
Grille rectangulaire 350 mm x 600 mm	0,439	0,794	0,101	40,6 %
Grille rectangulaire 450 mm x 900 mm	0,536	0,823	0,221	55,4 %
Grille circulaire 760 mm	0,630	0,794	0,100	53,7 %

Des essais en laboratoire ont aussi permis d'établir les capacités d'interception des différentes grilles utilisées au Québec (Robert et Tossou, 2006 ; Wisner *et al.*, 1984). Les figures 7.13, 7.14 et 7.15 montrent les résultats de ces essais pour les grilles les plus usuelles.

Concrètement, ces différentes analyses font ressortir les points suivants concernant la capacité d'interception des différentes grilles lorsque les puisards sont installés en continu :

- L'efficacité d'interception des débits ne dépasse pas généralement 50 % des débits coulant dans le caniveau;
- Pour les débits élevés dans le caniveau, la capacité d'interception des grilles tend vers un maximum au-delà duquel la quantité d'eau interceptée augmentera de façon très marginale. Ceci s'explique essentiellement par le fait qu'au fur et à mesure que les débits dans le caniveau augmentent, le filet d'eau augmente également et en vient à être beaucoup plus large que la largeur de la grille. La portion de débit qui n'entre pas dans la grille est donc de plus en plus grande. Les différentes analyses et mesures en laboratoire indiquent que ces valeurs limites seraient de l'ordre de 30 L/s pour la grille de 600 mm, de 40 à 45 L/s pour la grille de 900 mm et de

40 à 45 L/s également pour la grille ronde de 760 mm.

Par ailleurs, il faut souligner que l'enfoncement des grilles par rapport au pavage peut avoir un effet significatif sur la capacité d'interception (APWA, 1981 ; Robert et Tossou, 2006). Cet enfoncement, par exemple de 25 mm, peut s'avérer intéressant plus particulièrement lorsque les pentes longitudinales des rues sont faibles. L'abaissement des grilles peut toutefois causer des inconvénients pour la circulation.

7.3.2.2 Capacité d'interception – grilles en point bas

Une grille installée dans un point bas fonctionnera comme un déversoir jusqu'à des profondeurs dépendant de la configuration des barreaux et des dimensions de la grille ; elle fonctionnera comme un orifice pour de plus grandes profondeurs. La capacité d'une grille fonctionnant en déversoir est donnée par :

$$Q_i = C_w P d^{1,5} \quad (7-17)$$

où P est le périmètre effectif de la grille et C_w un coefficient variant de 1,5 (ARTC, 1982) à 1,7 (FHWA, 1984). Pour un fonctionnement en orifice, on a par ailleurs :

$$Q_i = C A \sqrt{2 g d_o} \quad (7-18)$$

où C est un coefficient empirique et d_o est la profondeur d'eau au-dessus du centre de l'orifice. Avec une valeur de 0,623 recommandée pour C dans ARTC (1982), on obtient :

$$Q_i = 2,76 A d_o^{0,5} \quad (7-19)$$

Le manuel de drainage de l'ARTC (1982) recommande par ailleurs, en se basant sur des valeurs rapportées par Marsalek (1982), que l'équation en déversoir soit utilisée pour des profondeurs d'eau jusqu'à 0,2 m et que l'équation pour orifice soit utilisée pour de plus grandes profondeurs. Pratiquement, l'équation pour orifice est moins utilisée puisqu'il est rare de dimensionner le système de puisards pour des profondeurs d'eau dans le caniveau dépassant l'élévation typique d'une bordure (0,15 m) ; on peut toutefois avoir besoin de recourir à l'équation en orifice pour évaluer le comportement de grilles situées sous un viaduc, lorsque l'on utilise une pluie de validation d'occurrence plus rare que la pluie de design.

Si on considère les 3 types de grille les plus usuelles (350 mm x 600 mm, 350 mm x 600 mm et circulaire 760 mm), on a respectivement des superficies nettes de

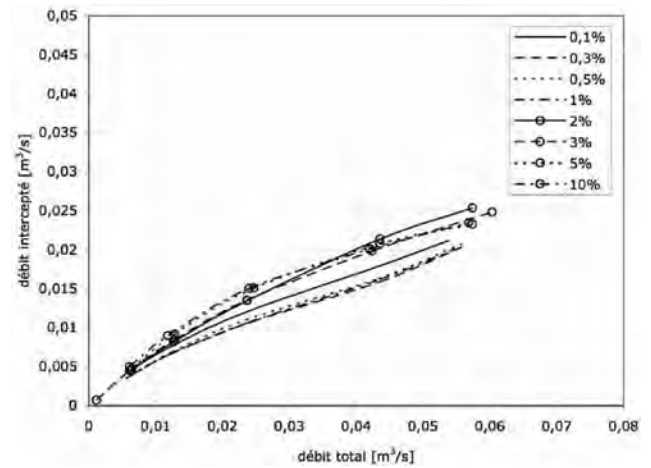


Figure 7.13 Capacité d'interception des grilles 350 mm x 600 mm établie en laboratoire pour différentes pentes longitudinales et un devers de 2 % établie en laboratoire (Robert et Tossou, 2006).

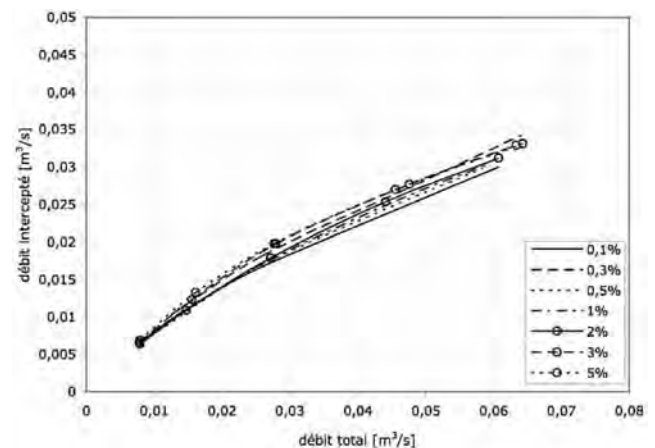


Figure 7.14 Capacité d'interception des grilles 450 mm x 900 mm établie en laboratoire pour différentes pentes longitudinales et un devers de 2 % établie en laboratoire (Robert et Tossou, 2006).

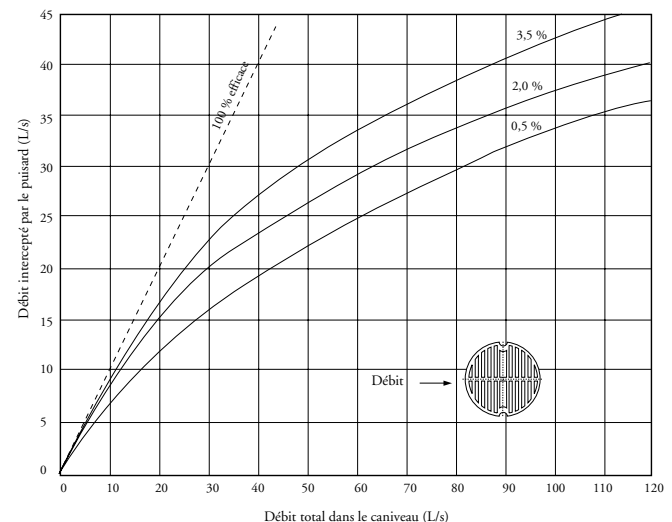


Figure 7.15 Capacité d'interception des grilles circulaires 760 mm établie en laboratoire (adapté de Wisner *et al.*, 1984)



Figure 7.16 Accumulation de débris au point bas.

0,0924, 0,133 et 0,15 m², ce qui donne avec une hauteur d'eau au-dessus des grilles de 150 mm des capacités d'interception de 98,8 L/s, 142,1 L/s et 160,3 L/s. Par ailleurs, il faudra dans certains cas établir la capacité d'évacuation de la conduite raccordant le puisard au réseau de conduites puisqu'elle pourra sous certaines conditions devenir l'élément restrictif. Puisque ces conduites de raccordement sont généralement relativement courtes, on pourra établir le débit de sortie avec l'équation d'orifice (équation 7-18), en considérant la hauteur d'eau maximale dans le puisard mesurée à partir du demi-diamètre de la conduite de raccordement. Ainsi, si cette hauteur est par exemple de 1,5 m, la capacité d'évacuation de conduites de 150 mm, 200 mm, 250 mm ou 300 mm serait respectivement d'après l'équation 7-18 de l'ordre de 60 L/s, 106 L/s, 166 L/s et 239 L/s.

Finalement, il y a lieu également d'évaluer la possibilité que des débris, comme des feuilles et des déchets divers transportés lors du ruissellement, puissent venir diminuer la capacité d'interception des grilles, en particulier aux points bas (voir figure 7.16). Dans certains cas particuliers, il sera de bonne pratique d'appliquer un facteur de réduction pour l'interception ou d'ajouter un autre puisard. Une autre option serait d'augmenter la surface effective des grilles au point bas (figure 7.17) ou encore d'ajouter deux puisards additionnels de part et d'autre du puisard situé au point bas.

7.3.2.3 Capacité d'interception – entrée en bordure en continu

Les entrées en bordure sont plus efficaces lorsque la profondeur d'eau à la bordure est suffisante pour assurer un bon fonctionnement ; la profondeur d'eau à la bordure, et conséquemment la capacité d'interception des entrées en bordure, peuvent être augmentées en utilisant une dépression locale vis-à-vis de l'entrée ou d'un caniveau avec une dépression en continu pour maintenir des hauteurs



Figure 7.17 Grille à plus grande capacité au point bas.

d'eau plus appréciables près de la bordure.

La longueur d'une entrée en bordure qui est requise pour intercepter 100 % du débit dans le caniveau peut s'établir à partir de l'équation suivante (FHWA, 2001) :

$$L_T = 0,817 Q^{0,42} S_L^{0,3} \left(\frac{1}{n S_x} \right)_{0,6} \quad (7-20)$$

Où L_T : longueur de l'entrée requise pour intercepter 100 % du débit dans le caniveau (m)

S_L : Pente longitudinale (m/m)

Q : Débit dans le caniveau (m³/s)

L'efficacité d'une entrée en bordure plus courte que la longueur calculée avec l'équation précédente s'exprime par la relation suivante :

$$E = 1 - \left(1 - \frac{L}{L_T} \right)^{1,8} \quad (7-21)$$

où L est la longueur de l'entrée en bordure (m).

7.3.2.4 Capacité d'interception – entrée en bordure au point bas

L'équation pour la capacité d'interception d'une entrée en bordure avec une dépression latérale et située dans un point bas est la suivante (voir figure 7.18) (FHWA, 2001) :

$$Q_i = C_w (L + 1,8 W) d^{1,5} \quad (7-22)$$

Où C_w : coefficient (1,25)

L : longueur de l'entrée en bordure (m)

W : Largeur latérale de la dépression (m)

d : profondeur d'eau à la bordure (m),

mesurée à partir de la pente latérale ($d = TS_x$)

L'équation de déversoir est applicable jusqu'à des hauteurs d'eau à la bordure approximativement égales à la

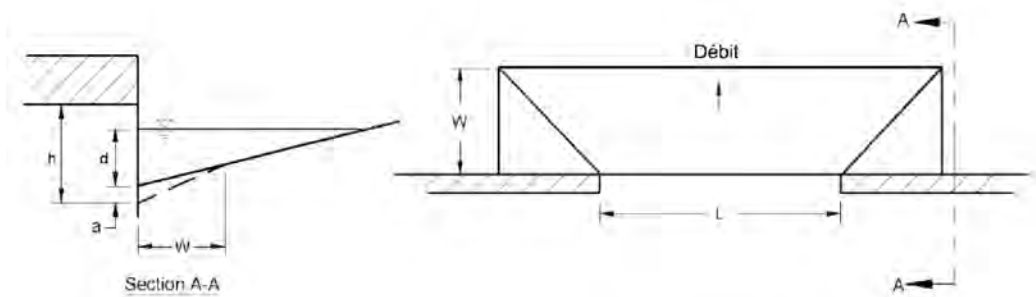


Figure 7.18 Paramètres pour entrée en bordure (adapté de FHWA, 2001).

hauteur de l'ouverture plus la profondeur de la dépression.

S'il n'y a pas de dépression près de la bordure, l'équation devient :

$$Q_i = C_w L d^{1.5} \quad (7-23)$$

Et le coefficient de déversoir C_w devient 1,60. La limitation pour la profondeur d'eau pour laquelle cette équation est applicable est dans ce cas la hauteur de la bordure (normalement 150 mm). L'équation 7-23 devrait être utilisée pour des entrées en bordure de longueur égale ou supérieure à 3,6 m, qu'il y ait une dépression ou non.

7.3.3 Fossés et canaux

Les canaux et fossés majeurs permettant d'évacuer adéquatement les écoulements importants constituent un élément fondamental du réseau de drainage urbain. Pour de petits bassins de drainage (typiquement en secteur résidentiel plus petit que 10 ou 15 hectares et 20 hectares pour un secteur commercial), il peut être possible de contenir un écoulement majeur à l'intérieur des conduites et des rues. À un certain point dans le système, cependant, la capacité de ces éléments sera dépassée et un canal majeur devient plus économique et nécessaire.

Les réseaux mineur et majeur devraient idéalement être planifiés concurremment puisque leur interrelation est évidente. Un bon réseau de drainage majeur pourrait permettre de réduire ou même d'éliminer le système de conduites souterraines alors qu'une mauvaise planification pour cet élément peut engendrer subséquemment des coûts substantiels pour un réseau de conduites correctif.

Le concepteur a plusieurs choix quant au type de canal qu'il peut construire. En règle générale, cependant, on devrait viser à donner à un canal artificiel un aspect qui se rapproche le plus possible d'un aspect naturel. Le choix devrait donc naturellement se porter vers un canal avec végétation et/ou empiérement et on devrait éviter dans la

mesure du possible les canalisations en béton. D'un point de vue pratique, le choix devrait être fait initialement en considérant si le canal doit ou non être protégé contre l'érosion. Ce choix devrait également être fait en considérant d'autres facteurs connexes (ASCE/WEF, 1992) :

- Réglementation – municipale, provinciale ou fédérale.
- Hydraulique – Pente, servitude ou droit de passage, capacité nécessaire, topographie, sédiments générés par le bassin, aptitude à drainer les terrains adjacents et à recevoir les émissaires des réseaux de conduites.
- Structural – Coûts, disponibilité des matériaux.
- Environnemental – Critères esthétiques (peut devenir très important pour un quartier résidentiel), besoin d'espaces verts, qualité de l'eau, faune.
- Sociologique – Habitants du secteur, présence d'enfants (sécurité), piétons, besoins récréationnels.

Il va sans dire que la conception d'un canal majeur en milieu urbain doit être préparée avec soin et en consultation avec plusieurs types d'intervenants pour éviter que le canal ne devienne une nuisance visuelle ou fonctionnelle pour les résidents. Comme pour des bassins de rétention, un canal à ciel ouvert constitue un élément qui devra s'intégrer harmonieusement à l'environnement pour qu'il puisse être accepté par la population ; on pourra donc être appelé à élargir la vision pour la conception et à tenir compte des recommandations d'urbanistes, d'architectes paysagers, de biologistes et, évidemment, d'élus municipaux.

Les canaux à ciel ouvert offrent de nombreux avantages par rapport à une canalisation fermée pour le transport de débits importants, entre autres pour les coûts, la capacité hydraulique, l'usage multiple (par exemple avec l'aménagement en rive d'une piste cyclable) et le potentiel pour un certain stockage temporaire des eaux. Le canal idéal est un canal géologiquement âgé et qui est demeuré dans ses conditions naturelles. Les bénéfices que peut ap-

porter ce type de canal sont multiples :

- Les vitesses d'écoulement sont habituellement faibles à cause des pentes longitudinales plus faibles, ce qui produit des temps de concentration plus longs et des débits de pointe plus faibles en aval.
- Le laminage qui s'effectue dans le canal tend à réduire les débits.
- L'entretien du canal est facilité (canal stable).
- Le canal peut fournir des attraits sociaux intéressants en créant des espaces verts en milieu urbain.

Les analyses hydrauliques pour les canaux majeurs devraient aborder les points suivants :

- Évaluation du coefficient de rugosité n de Manning, à partir des valeurs fournies aux tableaux 7.3 et 7.5 ou dans d'autres références (MTQ, 1995 ; Chow, 1959 ; Henderson, 1966 ; French, 1985), de façon à établir la capacité hydraulique du canal. Le choix du coefficient doit se faire en considérant le niveau d'entretien qui pourra être maintenu.
- Pente longitudinale adéquate pour minimiser l'érosion ou l'accumulation de dépôts (généralement en-

tre 0,15 % et 1,0 %) ; un aménagement mixte avec un canal central pour les petits débits (1 à 5 % du débit de conception) peut également être envisagé, avec des pentes différentes.

- Vérification des vitesses admissibles pour l'érosion et mise en place au besoin de mesure de protection. Pour des canaux avec des matériaux naturels, les vitesses permises se situent généralement entre 0,5 m/s (loam sablonneux) à environ 1,2 m/s pour du gravier grossier. Pour des canaux engazonnés ou avec des herbes et un fond stable, les vitesses permises peuvent atteindre 2 m/s mais devraient généralement se maintenir en dessous de 1,5 m/s. Le tableau 7.6 fournit des grosseurs d'empierrement pouvant résister à différentes gammes de vitesses d'écoulement. D'autres références (ARTC, 2001 ; TRB, 2006) fournissent des informations pratiques concernant la protection en enrochement.
- Évaluation de la protection nécessaire ou non pour les courbes.
- Revanche minimale à maintenir entre les hauts niveaux d'eau et le haut de talus, en tenant compte de la surélévation dans les courbes (0,6 m minimum).

Tableau 7.5

Coefficient de rugosité n de Manning en fonction des matériaux du lit.

Profondeur h (mm)	Diamètre moyen des matériaux du lit d_{50} (mm)									
	Sable moyen 0.30	Petit 5	Gravier Moyen 30	Gros 60	Petite 90	Pierre Moyenne 120	Grosse 150	Empierrement		
								300	380	450
300	0.019	0.022	0.035	0.044	0.053	0.061	0.068	0.117	0.151	0.198
600	0.021	0.022	0.032	0.039	0.045	0.050	0.054	0.077	0.089	0.101
900	0.022	0.022	0.032	0.038	0.042	0.046	0.050	0.066	0.074	0.082
1200	0.023	0.023	0.031	0.036	0.041	0.044	0.047	0.061	0.068	0.074
1500	0.024	0.024	0.031	0.036	0.040	0.043	0.046	0.058	0.064	0.069
1800	0.025	0.025	0.031	0.035	0.039	0.042	0.045	0.056	0.061	0.066
2100	0.026	0.026	0.030	0.035	0.038	0.041	0.044	0.054	0.059	0.063
2400	0.026	0.026	0.030	0.035	0.038	0.041	0.043	0.053	0.057	0.061
2700	0.027	0.027	0.030	0.035	0.038	0.041	0.043	0.052	0.056	0.060
3000	0.027	0.027	0.030	0.035	0.038	0.040	0.042	0.051	0.055	0.059
3600	0.028	0.028	0.030	0.034	0.037	0.040	0.042	0.050	0.054	0.057
4300	0.029	0.029	0.030	0.034	0.037	0.039	0.042	0.049	0.053	0.056
5000	0.029	0.029	0.030	0.034	0.037	0.039	0.041	0.049	0.052	0.055

De nombreuses références techniques sont disponibles pour la conception détaillée des canaux et fossés majeurs de drainage. Pour des principes généraux, on peut nommer les classiques Chow (1959) et Henderson (1966) ainsi que quelques ouvrages relativement plus récents (French, 1985 ; Zipparo *et al.*, 1993). Pour des applications plus spécifiques, signalons le manuel de la ASCE/WEF (1992), celui de la FHWA (2001), ainsi que le manuel de Denver au Colorado (2006) qui fournissent de bonnes informations pratiques.

Tableau 7.6

Revêtement en pierres et vitesse maximale admissible d'écoulement (MTQ, 1995).

Pierres Type	Épaisseur du revêtement	Calibre (mm)	Vitesse maximale admissible (m/s)
1	300	200 – 0	2,0
2	300	200 – 100	2,3
3	500	300 – 200	2,8
4	700	400 – 300	3,2
5	800	500 – 300	3,4

7.4 ANALYSES POUR LE RÉSEAU MINEUR

Le réseau mineur comprend essentiellement les conduites qui permettront d'évacuer les événements relativement fréquents et donc les analyses hydrauliques qui se rattachent à sa conception doivent aborder les éléments suivants :

- Écoulement à surface libre et en charge
- Capacité hydraulique
- Condition aval à l'exutoire du réseau
- Évaluation des pertes de charge hydraulique (pertes par friction et pertes locales aux regards et jonctions)
- Évaluation de la ligne piézométrique
- Pentes et vitesses minimales et maximales

7.4.1 Écoulement en surface libre et en charge

Un réseau de conduites peut couler à surface libre la plupart du temps pour des événements de ruissellement fréquents et peut couler également sous certaines conditions en charge ou sous pression. Dans la première situation, le

tronçon de conduite doit être dimensionné de façon à ce que la surface de l'eau à l'intérieur des conduites demeure exposée à la pression atmosphérique, ce qui suppose que les profondeurs d'eau dans les conduites soient inférieures au diamètre de la conduite.

Dans un écoulement en charge, il n'y a pas de surface à écoulement libre dans la conduite et la principale différence sera que la charge de pression sera au-dessus de la couronne de la conduite et qu'elle ne sera donc plus égale à la profondeur d'eau dans la conduite (voir figure 7.3). Dans ce cas, la hauteur d'eau due à la pression montera à un niveau représenté par la ligne piézométrique. Cette situation peut être causée par une insuffisance hydraulique locale des conduites plus en aval ou encore par des niveaux d'eau dans le milieu récepteur qui sont plus élevés que la couronne de la conduite.

Dans la plupart des situations où les conduites du réseau mineur ne sont pas affectées par les niveaux d'eau du milieu récepteur, il est recommandé de dimensionner les conduites avec un écoulement libre pour le débit de conception retenu. Une conception avec les conduites coulant pleines sera conservatrice puisque la capacité maximale des conduites circulaires se produit lorsque les conduites sont environ à 93 % pleines (voir graphique de la figure 7.6).

7.4.2 Capacité hydraulique

La capacité hydraulique d'une conduite s'évalue avec l'équation de Manning, qui s'écrit sous la forme suivante :

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S_f^{1/2} \quad (7-24)$$

où n est le coefficient de Manning, A est la surface d'écoulement dans la conduite, V est la vitesse en m/s, R le rayon hydraulique (surface d'écoulement divisée par le périmètre mouillé) en mètre et S_f la pente du gradient hydraulique. Il est de bonne pratique de dimensionner les conduites de façon à ce que les débits de conception puissent être véhiculés avec des hauteurs d'eau inférieures à 80 % du diamètre de la conduite (donc avec un ratio entre les profondeurs d'eau de conception et le diamètre de la canalisation de 0,80). Même si un débit maximum peut être atteint avec un ratio de l'ordre de $h/D = 0,93$, maintenir l'écoulement à ce niveau peut entraîner des instabilités puisque la conduite pourra couler pleine temporairement à des intervalles irréguliers

(Henderson, 1966 ; Hager, 1999).

7.4.3 Condition aval à l'exutoire

Tous les réseaux de drainage ont un exutoire vers lequel les débits sont acheminés. Cet exutoire peut être une rivière naturelle ou un fossé, un lac ou encore un autre réseau de drainage constitué de conduites. L'établissement de la ligne piézométrique commençant généralement par l'aval en remontant vers l'amont, il devient important de bien évaluer les niveaux d'eau à l'exutoire puisque ceux-ci pourront avoir un impact non négligeable sur le comportement hydraulique du réseau.

Si la conduite servant d'exutoire est submergée par le niveau d'eau à l'aval, le niveau du gradient hydraulique pour commencer les calculs sera simplement le niveau du cours d'eau ou du lac. Si l'exutoire n'est pas submergé, on pourra par ailleurs avoir l'un des cas suivants :

- Si le niveau aval à la sortie est plus élevé que le radier de la conduite à l'exutoire, on utilise le niveau d'eau aval comme départ pour le calcul de la ligne piézométrique, auquel on ajoute la hauteur de charge due à la vitesse pour les conditions de la conduite amont ($V^2/2g$).
- Si le niveau aval à la sortie est en dessous du radier de la conduite à l'exutoire, on utilise $(y_c + D)/2$ plus le niveau du radier comme départ pour le calcul de la ligne piézométrique.

Si le canal recevant l'exutoire est une rivière, il sera nécessaire de considérer la probabilité conjointe de deux événements hydrologiques se produisant en même temps pour déterminer une hauteur d'eau adéquate à l'aval. L'indépendance relative des débits provenant du réseau mineur peut être qualitativement évaluée en comparant le bassin tributaire du cours d'eau récepteur à celui du réseau mineur. À titre d'exemple, le tableau 7.7 fournit une indication des probabilités conjointes auxquelles on peut s'attendre en fonction des superficies tributaires du cours d'eau récepteur et du réseau mineur. Il va sans dire que chaque cas devra être examiné de façon spécifique pour établir si les valeurs fournies au tableau 7.7 peuvent s'appliquer ou non.

Par exemple, dans le cas où un réseau de faible envergure se jette directement au fleuve Saint-Laurent (ratio de 10 000 à 1), on pourra considérer pour une conception avec une récurrence de 100 ans que, lorsque le débit sera de récurrence 100 ans dans le cours d'eau principal (ici

Tableau 7.7

Établissement des périodes de récurrence pour une occurrence concomitante (adapté de FHWA, 2001).

Rapport des bassins tributaires	Fréquences pour une occurrence concomitante			
	Conception 10 ans		Conception 100 ans	
	Cours d'eau récepteur	Réseau mineur	Cours d'eau récepteur	Réseau mineur
10 000 à 1	1 10	10 1	2 100	100 2
1 000 à 1	2 10	10 2	10 100	100 10
100 à 1	5 10	10 5	25 100	100 25
10 à 1	10 10	10 10	50 100	100 50
1 à 1	10 10	10 10	100 100	100 100

le fleuve Saint-Laurent, typiquement au printemps) que la récurrence à considérer pour le petit réseau serait de 2 ans. À l'inverse, si on examine la récurrence 100 ans pour le réseau mineur (typiquement durant l'été avec des orages de type convectif), le niveau d'eau à considérer pour les conditions en aval (pour le fleuve) ne devrait pas être aussi de récurrence 100 ans mais plutôt de 2 ans. Comme les surfaces tributaires sont de dimensions très différentes, elles réagissent avec un temps de réponse hydrologique qui est aussi très différent et il apparaît donc logique de dissocier les récurrences considérées.

On devra également évaluer l'éventuelle nécessité d'une dissipation d'énergie pour protéger l'exutoire et le milieu récepteur contre l'érosion. Le Manuel des ponceaux du MTQ (1995) pourra être consulté pour une discussion des protections en enrochement. Si des vitesses trop importantes sont évaluées à l'exutoire, on devra prévoir au besoin des ouvrages spécifiques en béton permettant de dissiper efficacement l'énergie (HEC-14, 1983 ; MTQ, 2003).

Finalement, l'orientation de l'exutoire par rapport à l'écoulement dans le cours d'eau récepteur est un autre élément à considérer. Lorsque possible, l'exutoire devrait être orienté de façon à ce qu'il pointe dans la direction aval, dans le sens d'écoulement du cours d'eau récepteur. Cela réduira la turbulence et le potentiel d'érosion (qui peut se produire dans certains cas sur la rive opposée du cours d'eau si la sortie se fait de façon perpendiculaire).

7.4.4 Évaluation des pertes de charge

L'évaluation de la ligne piézométrique implique la détermination des pertes de charge le long du tronçon à étudier. Essentiellement, il y a deux catégories de pertes de charge à évaluer :

1. Les pertes par friction, qui sont dues à la friction de l'écoulement sur les parois de la conduite.
2. Les pertes locales, ou singulières, qui sont causées par des transitions abruptes qu'on retrouve aux regards, dans les coudes, les expansions et les contractions dans l'écoulement.

7.4.4.1 Pertes par friction

Cette perte s'évalue avec l'équation suivante :

$$H_f = S_f L \quad (7-25)$$

où H_f est la perte de charge due à la friction, S_f est la pente d'énergie et L est la longueur de la conduite. En utilisant l'équation de Manning, les pertes par friction peuvent être évaluées avec l'équation suivante :

$$S_f = \frac{H_f}{L} = \left(\frac{Q n}{0,312 D^{2,67}} \right)^2 \quad (7-26)$$

7.4.4.2 Pertes locales

Les pertes singulières à considérer se produisent à la sortie d'un émissaire vers un cours d'eau, aux jonctions (branchement d'une conduite latérale à un plus gros collecteur sans regard) et aux regards. Les pertes s'évaluent à l'aide de l'équation de base suivante :

$$H_L = K \left(\frac{v^2}{2g} \right) \quad (7-27)$$

où H_L est la perte de charge locale, K est le coefficient de perte de charge, v est la vitesse et g est $9,81 \text{ m/s}^2$.

a) Pertes à la sortie. Ces pertes sont fonction du changement de vitesse à la sortie de la conduite, dans le cours d'eau récepteur. La forme générale permettant de calculer cette perte est la suivante :

$$H_s = 1,0 \left(\frac{V_s^2}{2g} - \frac{V_a^2}{2g} \right) \quad (7-28)$$

où V_s est la vitesse moyenne à la sortie de la conduite (m/s) et V_a est la vitesse dans le cours d'eau en aval de la sortie. On notera que si la vitesse est à peu près nulle dans le cours d'eau, la perte de charge sera égale à $1,0 \times V_s^2/2g$. Par contre, si la conduite sort dans le cours d'eau dans la même direction que l'écoulement, la perte à la sortie peut être passablement réduite. De façon à demeurer conservateur, on assumera que la perte à la sortie est égale à $V_s^2/2g$.

b) Pertes aux jonctions. Une jonction est définie comme étant le branchement d'une conduite latérale à un collecteur plus important, sans l'utilisation d'un regard ou d'une chambre d'accès. Les pertes peuvent être alors calculées avec l'équation de la quantité de mouvement (FHWA, 1996) :

$$H_j = \frac{(Q_s V_s) - (Q_e V_e) - (Q_l V_l \cos \theta)}{0,5 g (A_s + A_e)} + h_e + h_s \quad (7-29)$$

où H_j = perte à la jonction (m)

Q_s, Q_e, Q_l = débit à la sortie, à l'entrée et dans la conduite latérale respectivement (m^3/s)

V_s, V_e, V_l = vitesse à la sortie, à l'entrée et dans la conduite latérale respectivement (m/s)

H_s, h_e = hauteurs de charge dynamiques à la sortie et à l'entrée ($V^2/2g$) (m)

A_s, A_e = aire d'écoulement à l'entrée et à la sortie (m^2)

θ = angle entre les conduites d'entrée et de sortie.

c) Pertes aux regards. Deux méthodes peuvent être utilisées ici. Une méthode approximative consiste à multiplier la hauteur de charge dynamique de la conduite de sortie du regard par un coefficient K_r , tel qu'exprimé dans l'équation suivante :

$$h = K_r \left(\frac{V_s^2}{2g} \right) \quad (7-30)$$

Des valeurs pour K_r peuvent être prises dans le tableau 7.8. Cette méthode simplifiée pourra être utilisée pour estimer l'abaissement de niveaux à fournir dans les regards pour compenser les pertes locales.

Tableau 7.8

Coefficients K_r pour méthode approximative (FHWA, 2001)

Configuration	K_r
Regard-puisard – alignement droit	0,50
Regard-puisard, avec un angle	
90°	1,50
60°	1,25
45°	1,10
22,5°	0,70
Regard – alignement droit	0,15
Regard, avec un angle	
90°	1,00
60°	0,85
45°	0,75
22,5°	0,45

Cependant, pour la conception finale, on pourra utiliser la méthode détaillée qui est préconisée dans FHWA (2001). Soulignons que cette méthode ne s'applique pas lorsque le radier de la conduite entrant au regard est au-dessus du niveau d'eau dans le regard. Si l'eau dans le regard est à un niveau plus haut que le radier de la conduite d'entrée, alors on pourra calculer les pertes locales avec les équations suivantes :

$$h = K \left(\frac{V_s^2}{2g} \right) \quad (7-31)$$

$$K = K_o C_D C_d C_Q C_p C_B \quad (7-32)$$

où K = coefficient global de perte

K_o = coefficient de perte dû aux dimensions relatives des éléments

C_D = facteur de correction pour le diamètre (écoulement sous pression seulement)

C_d = facteur de correction pour la profondeur d'eau

C_Q = facteur de correction pour les débits relatifs

C_p = facteur de correction pour un écoulement en chute

C_B = facteur de correction pour le type de cunette

V_s = vitesse dans la conduite de sortie (m/s)

Pour les cas où le radier de la conduite d'entrée est au-dessus du niveau d'eau dans le regard, la conduite de sortie fonctionnera comme un ponceau et le changement de gradient hydraulique dans le regard se calculera avec les procédures qui s'appliquent (Manuel de conception des ponceaux, MTQ (1995) ; *Hydraulic design of highway culverts*, FHWA, 2005). Si la conduite de sortie coule pleine ou partiellement pleine avec un contrôle à la sortie, la perte dans le regard peut se calculer avec l'équation (7-31) et en utilisant les valeurs de K_e indiquées au Manuel des ponceaux (MTQ, 1995). Si la conduite de sortie coule avec un contrôle à l'entrée, la profondeur d'eau à l'entrée doit être calculée en utilisant les équations fournies aux références précitées pour un contrôle à l'entrée.

Le coefficient de perte de charge K_o est fonction des dimensions relatives du regard et de la conduite de sortie ainsi que de l'angle θ entre les conduites d'entrée et de sortie. L'équation suivante permet de calculer ce coefficient :

$$K_o = 0,1 \left(\frac{b}{D_s} \right) (1 - \sin \theta) + 1,4 \left(\frac{b}{D_s} \right)^{0,15} \sin \theta \quad (7-33)$$

où θ = angle entre la conduite d'entrée et la conduite de sortie

b = diamètre intérieur du regard (m)

D_s = diamètre de la conduite de sortie (m)

Un changement dans la perte de charge due aux différences entre les diamètres de conduites est important à considérer seulement lorsque le rapport entre la profondeur d'eau dans le regard et le diamètre de la conduite de sortie est plus grand que 3,2. Dans ces cas, on applique un facteur de correction C_D défini par l'équation ci-dessous. Dans les autres cas, C_D est considéré égal à 1,0.

$$C_D = \left(\frac{D_s}{D_e} \right)^3 \quad (7-34)$$

où D_s est le diamètre de la conduite de sortie et D_e est le diamètre de la conduite d'entrée.

La profondeur d'eau dans le regard est approximée comme étant le niveau de la ligne piézométrique à l'amont de la conduite de sortie. Le facteur de correction se calcule avec l'équation suivante :

$$C_d = 0,5 \left(\frac{y_{aho}}{D_s} \right)^{0,6} \quad (7-35)$$

où y_{aho} est la profondeur d'eau dans le regard (m) au-dessus du radier de la conduite de sortie et D_s est le diamètre de la conduite de sortie (m).

Comme le montre l'équation 7-36, le facteur de correction pour les débits relatifs, C_Q , est fonction de l'angle entre les conduites ainsi que du pourcentage de débit entrant dans la conduite considérée versus les débits venant des autres conduites entrant au regard. Ce facteur est appliqué seulement dans les situations où il y a 3 conduites ou plus entrant dans le regard à peu près au même niveau. Autrement, la valeur de ce coefficient est 1,0.

$$C_Q = (1 - 2 \sin \theta) \left(1 - \frac{Q_e}{Q_s} \right)^{0,75} + 1 \quad (7-36)$$

où θ est l'angle entre les conduites, Q_e est le débit entrant et Q_s est le débit de sortie. Pour illustrer l'utilisation et l'impact potentiel de ce facteur de correction, on peut considérer le regard montré à la figure 7-19.

On peut imaginer deux cas :

Cas 1

$$Q_1 = 0,9 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 0,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_3 = 1,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec l'équation 7-36, on obtient $C_Q = 1,35$.

Cas 2

$$Q_1 = 0,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 0,9 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_3 = 1,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec l'équation 7.36, on obtient alors $C_Q = 1,81$.

Le facteur de correction pour un écoulement en chute se calcule à partir de l'équation 7-37. Ce facteur correspond à l'effet qu'une autre conduite, dont l'eau chute dans le regard, peut avoir sur la conduite d'entrée pour laquelle les pertes de charge sont calculées. En référant à la figure 7.19, C_p est calculé pour la conduite 1 lorsque l'eau provenant de la conduite 2 chute dans le regard. Ce facteur est appliqué seulement lorsqu'un écoulement chute dans un regard qui a une autre entrée et une sortie au fond du regard. Autrement, la valeur de C_p est 1,0. L'écoulement venant de la surface dans un regard-puisard est considéré comme un écoulement en chute et les pertes seraient calculées avec l'équation 7-37.

$$C_p = 1 + 0,2 \left(\frac{h}{D_s} \right) \left(\frac{h - y_{\text{aho}}}{D_s} \right) \quad (7-37)$$

où h est la distance verticale mesurée entre le niveau d'eau pour la conduite d'entrée la plus haute jusqu'au centre de la conduite de sortie (m), D_s est le diamètre de la conduite de sortie (m) et y_{aho} est la profondeur d'eau dans le regard relativement au radier de la conduite de sortie (m).

Finalement, le facteur de correction C_B pour le type de cunette est obtenu du tableau 7.9.

Tableau 7.9

Facteur de correction C_B pour le type de cunette

Type de cunette	Facteur de correction C_B	
	Submergé*	Non submergé**
Fond plat ou avec chute	1,00	1,00
Cunette à demi-diamètre	0,95	0,15
Cunette avec plein diamètre	0,75	0,07

* Écoulement en charge, avec $y_{\text{aho}}/D_s > 3,2$

** Écoulement à surface libre, avec $y_{\text{aho}}/D_s < 1,0$

Les pertes de charge aux regards peuvent être minimisées en portant une attention particulière à la configuration des déflecteurs (voir figure 7.20) et des cunettes. Comme le montrent les valeurs de la figure 7.21, l'utilisation d'une cunette peut avoir une influence importante sur la réduction des pertes de charge. Pour un regard à 90°, une cunette pleine hauteur est recommandée.

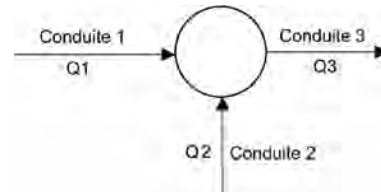


Figure 7.19 Effet pour les débits relatifs.

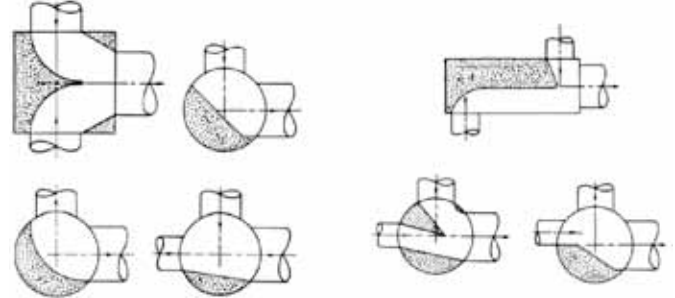


Figure 7.20 Configuration des jonctions avec déflecteurs.

Les configurations à gauche sont efficaces pour minimiser les pertes de charge. (Adapté de ASCE/WEF, 1992)

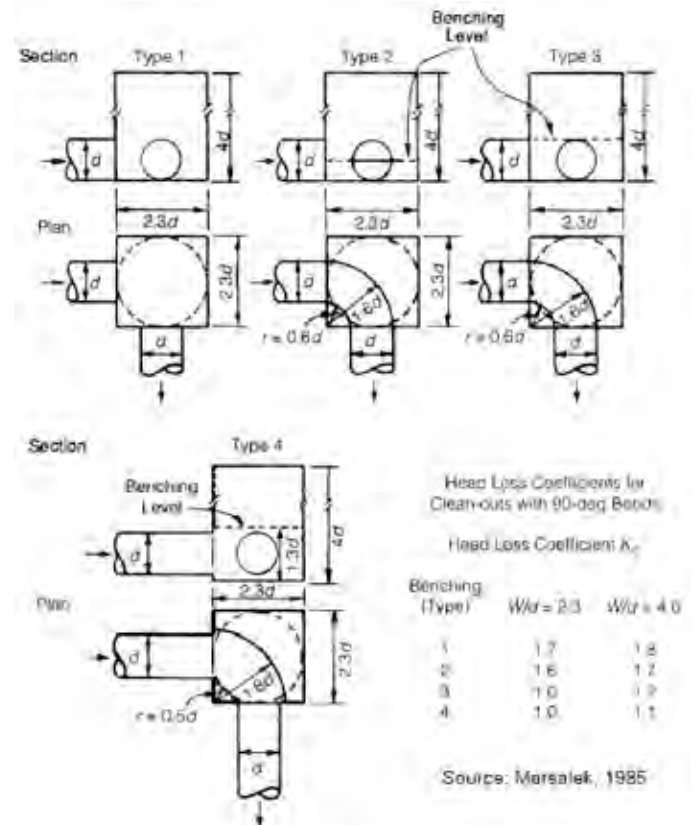


Figure 7.21 Variation des coefficients de pertes locales avec les types de cunette (ASCE/WEF, 1992).

d) Pertes dans des tronçons en courbe. Dans certains cas particuliers, il peut être avantageux d'utiliser des tronçons en courbe. La figure 7.22 permet d'estimer le coefficient de pertes de charge k dues à une courbure dans l'alignement des conduites.

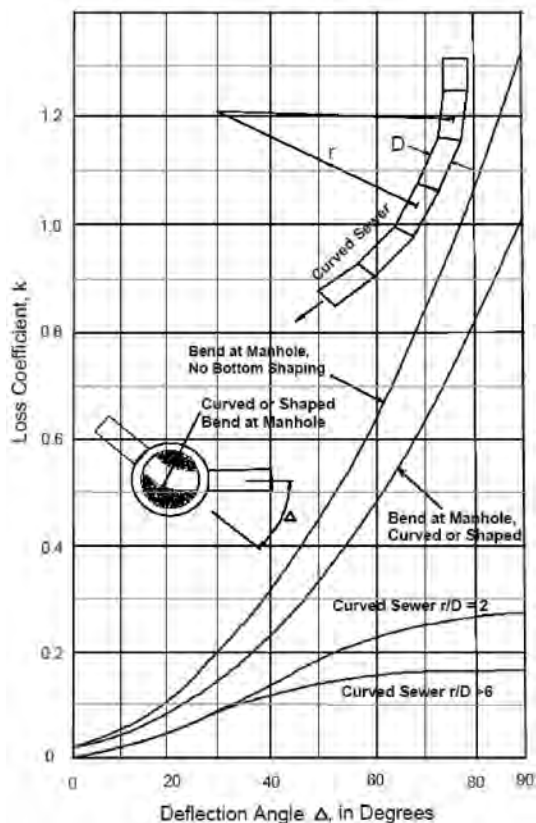


Figure 7.22 Coefficient de pertes de charge pour des tronçons en courbe (UDFCD, 2001).

7.4.5 Établissement de la ligne piézométrique

La ligne piézométrique, ou ligne du gradient hydraulique, est la ligne coïncidant avec le niveau d'eau s'écoulant dans une canalisation. Pour des conduites fermées coulant sous pression, la ligne piézométrique est le niveau auquel l'eau monterait dans un tube vertical sur n'importe quel point le long de la conduite. L'évaluation des niveaux de la ligne piézométrique est particulièrement importante dans le cas d'un réseau conçu pour opérer en partie sous pression, dans la situation par exemple où le niveau d'eau dans le cours d'eau récepteur à l'exutoire est plus haut que la couronne de la conduite. On devra éviter que la ligne piézométrique dépasse le niveau du sol puisque dans ce cas l'eau pourra sortir par les puisards au lieu d'être évacuée adéquatement. Une mise en charge très importante pourra même avoir pour effet de faire lever des couvercles de regard, ce qui évidemment devra être évité.

Le calcul de la ligne piézométrique s'effectue de façon systématique en partant de l'aval (l'écoulement en réseau étant en règle générale de type fluvial) et en remontant vers l'amont en évaluant et additionnant les pertes de charge par friction et les pertes de charge locales. La ré-

férence du FHWA (2001) donne un exemple de calcul de la ligne piézométrique. L'établissement détaillé de la ligne piézométrique est une bonne pratique à privilégier pour le dimensionnement des réseaux de drainage ; elle deviendra nécessaire dans les cas suivants :

- Les tronçons qui sont affectés par les hauts niveaux d'eau en aval ou qui se jettent dans des lacs ou bassins de rétention. Des calculs manuels ou avec un logiciel approprié sont recommandés.
- Des tronçons avec des conduites de diamètres supérieurs à 750 mm et des changements de direction à 90°.
- Des transitions lorsque les diamètres de conduites diminuent dans le sens d'écoulement.
- Les tronçons lorsque les pentes changent de fortes à faibles.
- Structures spéciales.
- Analyse du niveau de service pour des réseaux existants.

7.5 HYDRAULIQUE DE PONCEAUX

7.5.1 Concepts généraux

Les aspects hydrauliques à considérer pour les calculs de ponceaux peuvent être relativement complexes. Les bonnes références qui tiennent compte des plus récents développements dans ce domaine sont un rapport du Département de Transport routier américain (FHWA, 2005), le manuel de drainage de l'Association de routes et Transport du Canada (ARTC, 1982) et le manuel de conception produit par le ministère des Transports du Québec (MTQ, 1995). La discussion qui suit sera nécessairement brève et visera à exposer les grandes lignes pour le calcul des ponceaux ; on consultera au besoin les références données ci-dessus pour plus de détails.

La grande majorité des ponceaux sont normalement construits avec des tuyaux en béton (coulé en place ou préfabriqué) ou en tôle ondulée ; on utilise également dans certains cas spéciaux des ponceaux en bois.

Hydrauliquement, l'écoulement dans un ponceau peut se faire soit avec un contrôle à l'entrée, soit avec un contrôle à la sortie. Dans le cas d'un contrôle à l'entrée, les seuls paramètres affectant la capacité de la conduite sont sa section d'écoulement, la géométrie ou la configuration de l'entrée et la hauteur d'eau à l'entrée. Avec un contrôle à la sortie, par contre, on doit également tenir compte de l'élévation de l'eau en aval et des caractéristiques hydrauliques de la conduite (pente, rugosité et longueur). En règle

générale, étant donné que les ponceaux ont souvent de faibles longueurs, le contrôle à l'entrée est relativement plus fréquent que le contrôle à la sortie ; une analyse rigoureuse devra cependant toujours être faite pour les deux cas, de façon à s'assurer que la conception du ponceau tient compte du cas le plus contraignant. Traditionnellement, le calcul des ponceaux se faisait à partir d'abaques et on retrouvera dans les références déjà données et certains documents produits par des associations manufacturières de conduites en béton ou en tôle ondulée (Portland, 1964 ; AISI, 1995) de nombreux abaques permettant d'analyser la plupart des situations rencontrées en pratique. Les sections qui suivent s'attarderont davantage à décrire les concepts de base.

7.5.2 Contrôle à l'entrée

Un contrôle à l'entrée peut généralement se produire de trois façons distinctes (voir figure 7.23) :

- Non submergé ni à l'entrée ni à la sortie : dans ce cas, l'entrée du ponceau se comporte effectivement comme un déversoir.
- Non submergé à l'entrée mais submergé à la sortie : ce cas peut se produire lorsqu'un élément naturel ou artificiel en aval du ponceau vient affecter la hauteur d'eau à la sortie et que le ponceau est hydrauliquement court et avec une pente abrupte. Un ressaut hydraulique se produira donc dans le ponceau.
- Submergé à l'entrée seulement : l'entrée du ponceau agit alors approximativement comme un orifice.

Dans le cas d'une entrée submergée, on pourrait théoriquement avoir recours à l'équation décrivant l'écoulement par un orifice ; cette équation n'est cependant valable que si le rapport entre la hauteur d'eau à l'amont et la hauteur du ponceau est de beaucoup supérieur à 2, ce qui n'est pas très souvent le cas en pratique. De plus, comme il peut être difficile de déterminer un coefficient C adéquat pour chaque type d'entrée rencontrée usuellement, on a plutôt développé au cours des années 1950 et 1960 différentes équations établies expérimentalement. Ces équations forment la base des abaques qu'on retrouve dans la plupart des références et on pourra consulter à cet effet des références qui fournissent ces équations (FHWA, 2005 ; Portland, 1964 ; AISI, 1995 ; MTQ, 1995). Deux exemples de ces abaques sont fournis aux figures 7.24 et 7.25. Smith (1995) fournit également des courbes pour

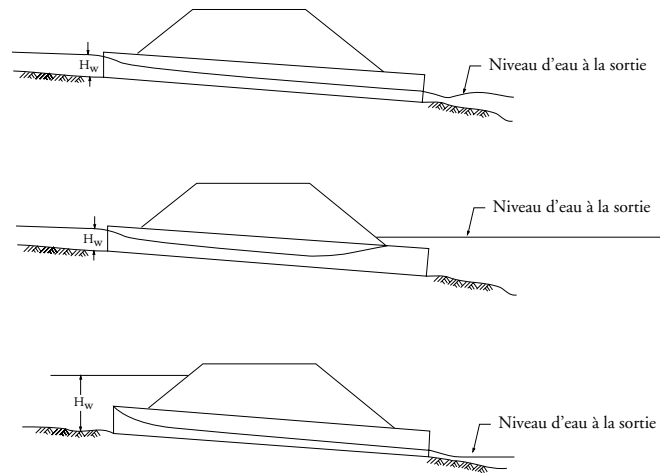


Figure 7.23 Conditions typiques pour un contrôle à l'entrée.

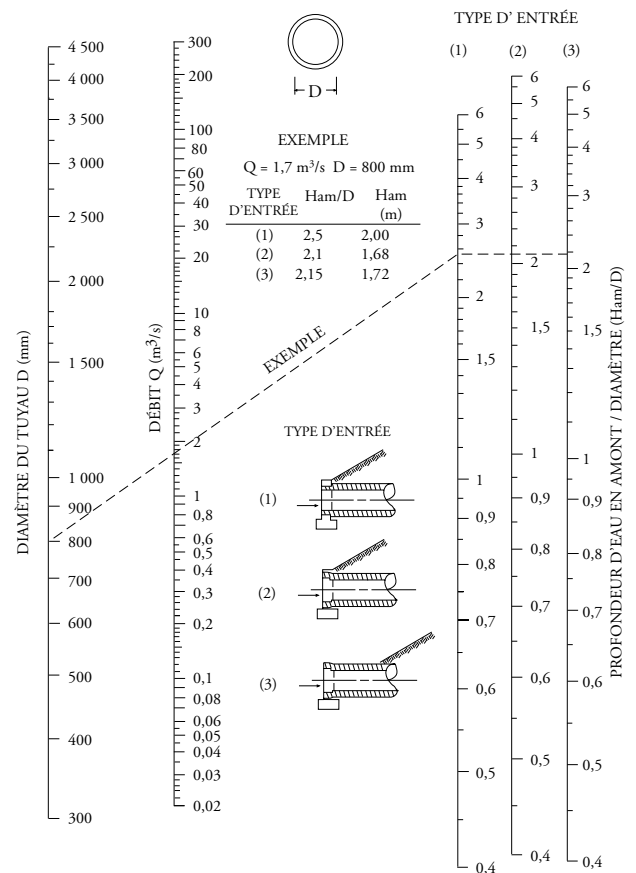


Figure 7.24 Contrôle à l'entrée : ponceau circulaire en béton armé (MTQ, 1995).

calculer rapidement les capacités de ponceaux avec un contrôle à l'entrée.

Pour terminer, un aspect important pour la conception adéquate d'un ponceau consiste à établir le type de protection contre l'érosion qui devra être installée à la sortie, ce qui implique le calcul de la vitesse à la sortie du ponceau. Rigoureusement, pour un contrôle à l'entrée

avec la sortie non submergée, ce calcul devrait impliquer un calcul de courbe de remous ; en pratique, on peut cependant assumer que la profondeur d'eau dans le ponceau tendra vers la profondeur normale. On pourra alors utiliser cette profondeur normale pour déterminer une section d'écoulement et évaluer, à l'aide du débit et de l'équation de continuité ($Q=VA$), une vitesse moyenne à la sortie.

7.5.3 Contrôle à la sortie

Lorsque la hauteur d'eau à l'entrée est appréciable, que le ponceau est suffisamment long et que sa pente est suffisamment faible, la capacité du ponceau sera régie par un contrôle à la sortie. Il existe plusieurs situations qui occasionneront un tel contrôle, les plus communes étant illustrées à la figure 7.26 :

- Entrée et sortie submergées. Le ponceau coulera alors plein (cas a).
- Entrée submergée et sortie non submergée. Dans le cas b de la figure 7.26, le ponceau coule plein même si la sortie n'est pas submergée. Cette situation est relativement rare et nécessitera une très grande hauteur d'eau à l'entrée pour maintenir des conditions de conduite coulant pleine. Le cas c est plus typique et représente la situation lorsque l'écoulement se fait librement à la sortie. L'écoulement est alors normalement fluvial dans la conduite et passe par la profondeur critique juste un peu avant la sortie.
- Entrée et sortie non submergées (cas d, figure 7.26). Le ponceau coule partiellement plein et l'écoulement est également fluvial.

Les principaux facteurs affectant la capacité hydraulique avec un contrôle à la sortie sont la rugosité, la longueur, la pente, la forme de la section et la surface d'écoulement du ponceau. Un autre paramètre important est le niveau d'eau à la sortie, qu'on peut définir soit par un calcul de courbe de remous à partir d'un point de contrôle en aval, soit en évaluant la profondeur normale ou soit finalement par des observations sur le terrain.

La capacité d'un ponceau avec un contrôle à l'entrée se calcule à partir du principe de conservation d'énergie. En référant à la figure 7.26, le principe est appliqué entre la hauteur d'eau à l'amont et la sortie du ponceau, en considérant les pertes à l'entrée, les pertes par friction et la hauteur fournie par l'énergie cinétique :

$$H = h_e + h_f + h_s \quad (7-38)$$

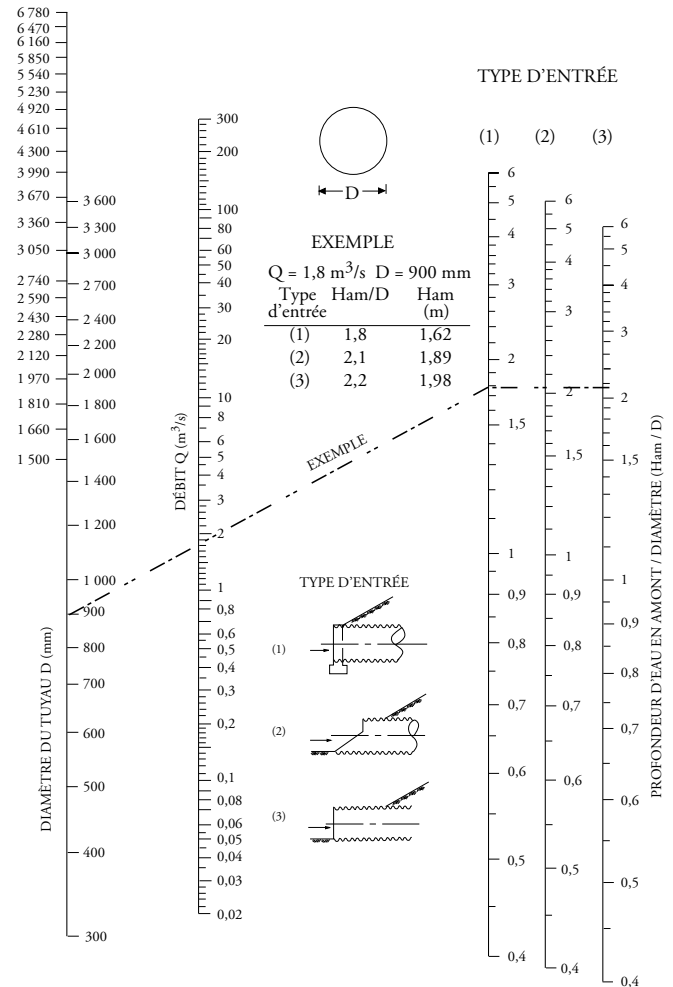


Figure 7.25 Contrôle à l'entrée : ponceau circulaire en tôle ondulée (MTQ, 1995).

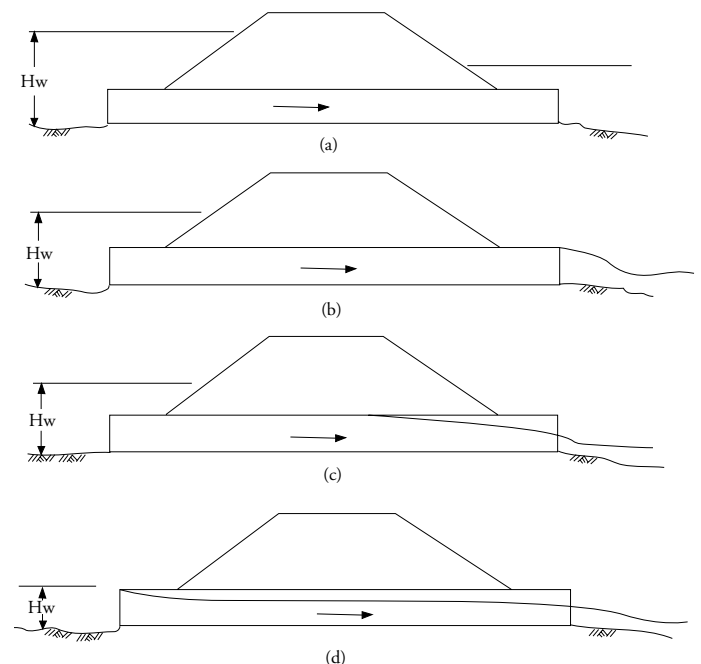


Figure 7.26 Conditions typiques pour un contrôle à la sortie.

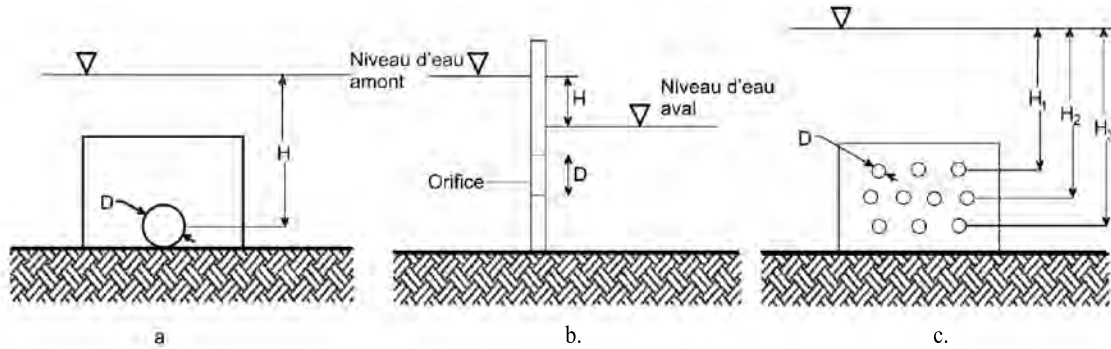


Figure 7.29 Définition des paramètres pour un écoulement en orifice (adapté de FHWA, 2001).

7.6.1 Orifices

Pour un orifice, le débit s'établit à l'aide de l'équation suivante (voir figure 7.29) :

$$Q = C A \sqrt{2g H} \quad (7-42)$$

Où Q est le débit (m^3/s), C le coefficient de débit (typiquement 0,6), A est la surface de l'orifice (m^2), H est la hauteur d'eau en amont mesurée à partir du centre de l'orifice (m) et g est $9,81 m/s^2$. Si l'orifice est submergé par l'aval (condition (b) à la figure 7.29), la hauteur d'eau effective est la différence d'élévation entre les niveaux d'eau en amont et en aval de l'orifice. Pour plusieurs orifices, il faut tenir compte des hauteurs hydrauliques sur chacun des orifices.

Des conduites de diamètres de 300 mm ou moins peuvent être analysées comme des orifices si H/D est plus grand que 1,5. Pour des conduites de plus grand diamètre, on devrait faire l'analyse en tenant compte des niveaux d'eau à l'entrée et à la sortie et des pertes de charge.

7.6.2 Déversoirs

Pour un déversoir, le débit s'établit à l'aide de l'équation suivante (voir figure 7.30) :

$$Q = C L H^{1.5} \quad (7-43)$$

Où Q est le débit (m^3/s), C le coefficient de débit ($1,81 + 0,22 (H/H_c)$, avec H_c étant la hauteur du déversoir), L est la longueur du déversoir (m), H est la hauteur d'eau sur le déversoir (m) et g est $9,81 m/s^2$. Pour un **déversoir à paroi mince**, le coefficient C s'établit à 1,84. Pour un **déversoir à seuil épais**, ce qui est le cas lorsque le déversoir est par exemple un mur de béton dans une chambre de contrôle, le coefficient varie de 1,4 à 1,70 (voir figure 7.31). Pour la conception, Smith (1995) recommande de limiter le coefficient C à 1,69.

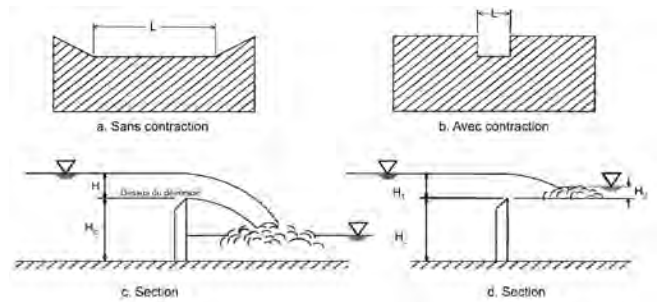


Figure 7.30 Définition des paramètres pour un déversoir (adapté de FHWA, 2001).

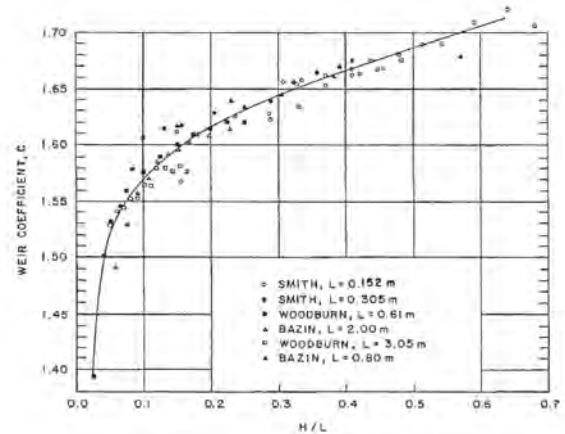


Figure 7.31 Coefficient C pour un déversoir rectangulaire à paroi large (Smith, 1995). H est la hauteur de la lame d'eau sur le déversoir (m) et L est la largeur du déversoir dans le sens de l'écoulement (m).

Lorsque le déversoir est submergé par l'aval (cas (d) à la figure 7.30), le débit sera diminué par rapport aux équations 7.43 ou 7.44 :

Pour un déversoir avec des contractions latérales (cas (b) sur la figure 7.30), le débit se calcule plutôt avec l'équation suivante :

$$Q = C (L - 0,2 H) H^{1.5} \quad (7-44)$$

$$Q_s = Q_r (1 - (H_2/H_1)^{1.5})^{0.385} \quad (7-45)$$

où Q_s est le débit submergé (m^3/s), Q_r est le débit non submergé (m^3/s) (obtenu avec les équations 7-43 ou 7-44), H_1 est la hauteur d'eau en amont (m) et H_2 la hauteur d'eau en aval (m). La figure 7.32 donne également des pondérations à appliquer au coefficient C pour différents types de déversoirs lorsqu'ils sont submergés.

Pour un déversoir triangulaire, le débit s'obtient par l'équation suivante (voir figure 7.33) :

$$Q = 1,38 \tan (\theta/2) H^{2,5} \quad (7-46)$$

Avec θ l'angle du déversoir (en degrés) et H la hauteur d'eau au point bas du déversoir.

Dans le cas d'un déversoir d'urgence, comme l'arrangement montré à la figure 7.34, le coefficient C varie en fonction de la hauteur d'eau effective sur le déversoir (figure 7.35).

7.6.3 Plaque orifice

Le contrôle à l'intérieur d'un regard ou d'une chambre pourra dans certains cas s'exercer par la mise en place d'une plaque orifice sur le mur de sortie. Comme le

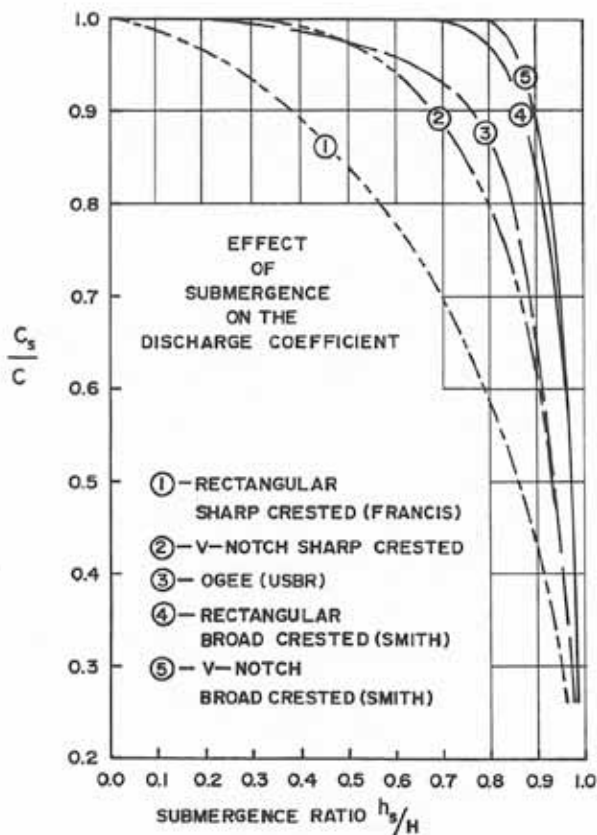


Figure 7.32 Coefficient C pour différents types de déversoirs lorsqu'ils sont submergés (Smith, 1995).

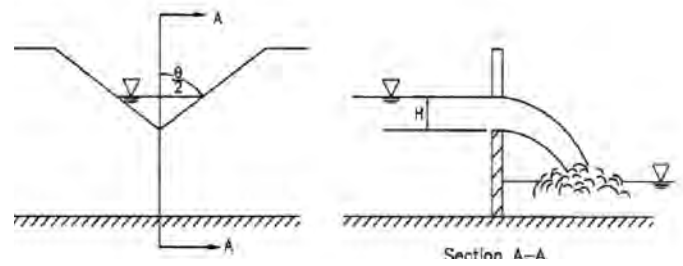


Figure 7.33 Déversoir triangulaire (FHWA, 2001).

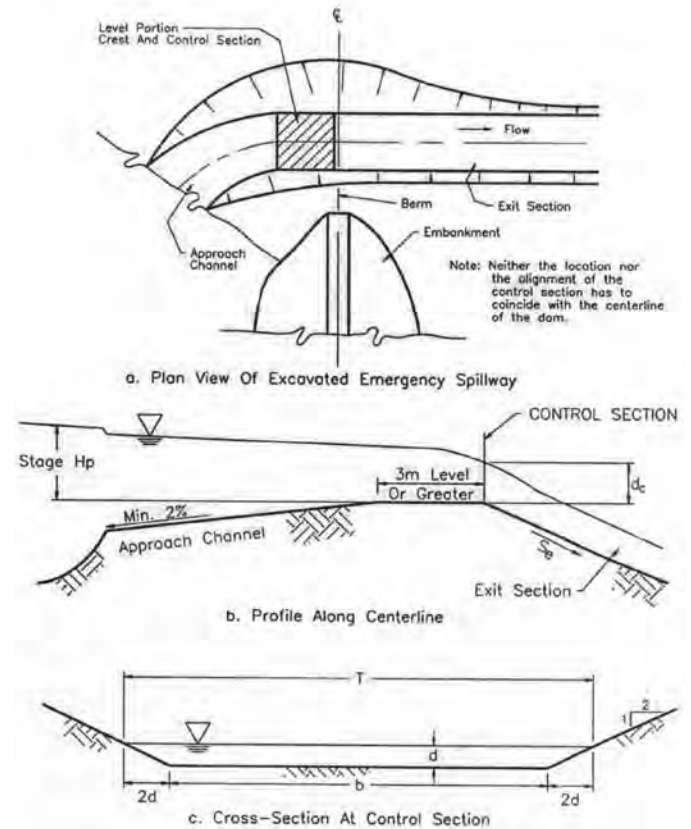


Figure 7.34 Déversoir d'urgence (FHWA, 2001).

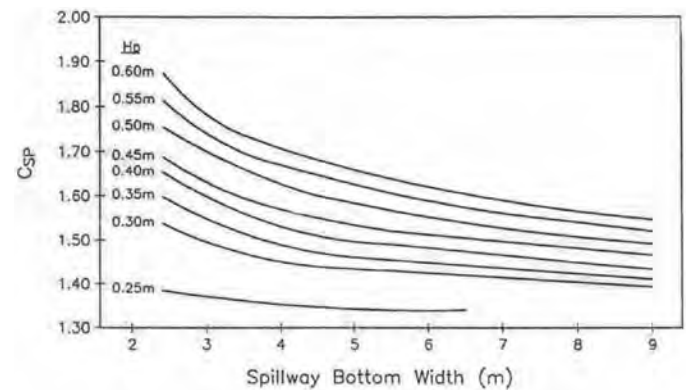


Figure 7.35 Coefficients de débit pour un déversoir d'urgence (FHWA, 2001).

montre la figure 7.36, cette plaque pourra être installée en mettant une ouverture dans la plaque (cas (a) à la figure 7.36) ou soit en restreignant l'écoulement par le haut (cas (b) à la figure 7.36). Le calcul de l'écoulement à travers la plaque s'effectue comme pour un orifice.

7.6.4 Conduite restrictive

Un contrôle peut également s'effectuer avec une conduite restrictive et dans ce cas le contrôle dépendra de la capacité hydraulique de la conduite (en fonction de la longueur et de la rugosité de la conduite). Si on met en place la conduite avec une pente inférieure à la pente hydraulique, on peut obtenir un effet de restriction même en ne réduisant pas le diamètre. Il faut toutefois faire attention de maintenir des vitesses autonettoyantes.

Si on assume que la conduite coule pleine et que la sortie n'est pas submergée, on peut établir (Urbonas et Stahre, 1990) que le débit est dans ce cas (voir figure 7.37) :

$$Q = A \sqrt{2g \frac{h + SL - mD}{K_L}} \quad (7-47)$$

où m est le ratio de la hauteur d'eau au diamètre de la conduite à la sortie (qu'on peut considérer égal à 0,5 en première approximation) et K_L sont les pertes de charge totales. Ces pertes incluent les pertes pour la grille de débris, les pertes à l'entrée, les pertes par friction et les pertes à la sortie.

Pertes pour la grille de débris (Urbonas et Stahre, 1990) :

$$k_t = 1,45 - 0,45 \left(\frac{a_n}{a_g} \right) - \left(\frac{a_n}{a_g} \right)^2 \quad (7-48)$$

où a_n est la surface nette d'ouverture entre les barres et a_g est la surface brute de la grille. Il est de bonne pratique d'effectuer les calculs en assumant un blocage à 50 % de la grille pour être conservateur.

Pertes à l'entrée

$$k_e = \frac{1}{c^2} - 1 \quad (7-49)$$

où c est le coefficient d'orifice (0,6).

Pertes à la sortie

On prend dans ce cas $k_s = 1$.

Le diamètre minimal d'une conduite restrictive devrait être de 250 mm.

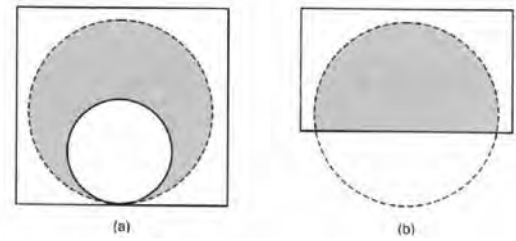


Figure 7.36 Exemples de plaques orifices pour le contrôle.

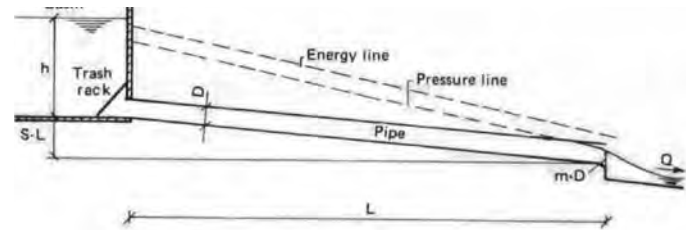


Figure 7.37 Paramètres pour un contrôle avec une conduite restrictive (Urbonas et Stahre, 1990).

Le principal avantage de la conduite restrictive est que le mécanisme de contrôle est non modifiable (ce qui peut toutefois devenir un désavantage lorsqu'une certaine flexibilité serait nécessaire).

7.6.5 Restricteurs de débits

Certains mécanismes de contrôle peuvent être mis en place dans des puits ou des regards pour limiter les débits. Il existe essentiellement 2 types de ces restricteurs : dans le premier cas, il s'agit d'un bouchon en plastique dont l'ouverture plus restreinte permet d'effectuer le contrôle de débits (voir figure 7.38 pour un exemple) ; dans le deuxième cas (figure 7.39), un dispositif permet d'utiliser le contrôle avec un effet de vortex.

Règle générale, les restricteurs sans effet de vortex seront utilisés lorsque les débits sont supérieurs à environ 14 L/s puisque des problèmes de colmatage avec des débris peuvent être observés. Les régulateurs à vortex permettent quant à eux d'offrir un bon fonctionnement jusqu'à des débits de l'ordre de 4-6 L/s. Ce type d'équipement nécessite évidemment un minimum d'entretien pour s'assurer d'une bonne performance à long terme.

7.7 CALCULS DE LAMINAGE

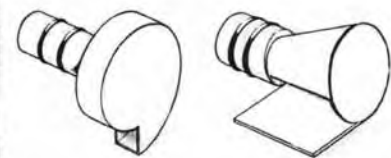
Les calculs de laminage visent à évaluer l'atténuation d'un hydrogramme de débits lorsqu'ils passent à travers un tronçon de conduites ou un réservoir. Ils sont donc



Figure 7.38 Exemple de restricteur de débit avec bouchon en plastique pour contrôle dans un puitsard.



Figure 7.39 Exemple de restricteur de débit avec vortex pour contrôle dans un puitsard.



Types de restricteurs pour différentes applications

essentiels pour l'analyse des réseaux puisqu'ils permettent de considérer mathématiquement l'effet que produit sur les débits d'entrée l'emmagasinement fourni par l'élément du réseau. Le laminage est la procédure par laquelle on détermine l'hydrogramme en un point de la canalisation à partir de l'hydrogramme connu ou assumé à un ou des points en amont. Les méthodes les plus utilisées spécifiquement pour l'analyse des réseaux de drainage urbain sont discutées aux sections qui suivent.

7.7.1 Types de laminage

Le degré de complexité des calculs de laminage peut varier d'un simple déplacement dans le temps basé sur le temps de transport jusqu'à une solution complète des équations de Saint-Venant. Toutes les méthodes peuvent cependant être regroupées selon deux grandes catégories comme étant soit hydraulique (basée sur les équations de Saint-Venant) ou hydrologique (basée sur l'équation de continuité couplée avec une relation emmagasinement-débit de sortie). La différence entre les deux approches est que, dans l'approche hydrologique, le débit est calculé comme une fonction du temps seulement à un endroit donné alors que, dans l'approche hydraulique, le débit est calculé en fonction du temps et de l'espace, à travers tout le système analysé.

Deux cas distincts peuvent par ailleurs se retrouver lors de la conception d'un réseau d'égout : le laminage effectué lors du transport en conduite et celui dû à la présence d'un bassin de rétention. On retrouvera une discussion détaillée de ces aspects dans plusieurs ouvrages de référence (Chow *et al.*, 1988 ; ASCE/WEF, 1992 ; Viessman *et al.*, 1977 ; Yen, 1986 ; Bedient et Huber, 1988 ; McCuen, 1989).

7.7.2 Laminage en conduite

Les effets du laminage en conduite deviennent significatifs pour des diamètres importants, des tronçons relativement longs et de faibles pentes. Pour les réseaux simples et peu étendus des développements résidentiels de faible envergure et où il n'y a pas d'effet de surcharge à considérer, la technique de laminage la plus simple est d'opérer un déplacement temporel correspondant au temps de transport dans le tronçon considéré. Ce temps de transport est simplement la longueur du tronçon divisé par la vitesse de la conduite coulant pleine, estimée avec par exemple l'équation de Manning. C'est en fait l'approche implicite utilisée dans la méthode rationnelle, où l'effet du laminage est indirectement considéré par le calcul du temps de transport, qui fait diminuer l'intensité de la précipitation utilisée dans le calcul. Dans la plupart des approches modernes, cette technique n'est cependant pas adéquate et on utilise plutôt, en degré de complexité croissant, des méthodes hydrologiques ou hydrauliques.

Méthodes hydrologiques

Si on est en présence d'une situation où on n'a pas de surcharge à considérer mais qu'on désire tout de même tenir compte du laminage avec des méthodes un peu plus sophistiquées, on peut utiliser une approche hydrologique, c'est-à-dire en faisant intervenir l'équation de continuité et une relation emmagasinement-débit de sortie. La forme de l'équation de continuité utilisée est dans ce cas la suivante :

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (7-50)$$

où I est le débit d'entrée dans l'élément considéré, O le débit de sortie et S le stockage. Si on réécrit l'équation 7-50

en fonction des débits d'entrée et de sortie moyens, on obtient la forme numérique de l'équation normalement utilisée dans les calculs de laminage :

$$\frac{(I_1 + I_2)}{2} - \frac{(O_1 + O_2)}{2} = \frac{(S_2 - S_1)}{\Delta t} \quad (7-51)$$

En assumant que l'hydrogramme d'entrée est complètement défini et que le débit de sortie O et le stockage initial S sont connus au temps t , l'équation 7-51 contient donc deux inconnues, soit O_2 et S_2 . Pour pouvoir l'utiliser dans les calculs de laminage, on doit donc poser une deuxième équation permettant d'établir une relation entre S , I et O .

Cette relation additionnelle entre le débit de sortie et le stockage peut être soit unique ou variable. Une relation unique s'applique à un réservoir avec une surface horizontale formant un bassin large et profond dans la direction de l'écoulement ; on en discutera plus en profondeur à la section suivante. Par ailleurs, une relation variable s'applique à un écoulement en canal ou en conduite, où le profil d'écoulement peut différer d'une surface horizontale dû aux effets de courbes de remous. Dépendant des caractéristiques du système, la relation peut alors prendre l'allure d'une boucle. Si l'effet de la courbe de remous est important, le débit de pointe à la sortie se produira après l'intersection entre les hydrogrammes d'entrée et de sortie. Par contre, dans le cas où l'effet de courbe de remous n'est pas significatif, on peut dans certains cas assumer une relation invariable ; on peut donc dans ce cas utiliser les méthodes définies pour une surface horizontale.

Méthodes hydrauliques

La méthode de type hydraulique la plus couramment utilisée pour les réseaux simples et lorsqu'il n'y a pas de surcharge est celle dite de l'onde cinématique, dérivée à partir des équations de Saint-Venant et en assumant que la pente de la ligne d'énergie égale celle de la canalisation. Cette hypothèse permet l'utilisation d'une équation pour un écoulement uniforme (par exemple celle de Manning) en combinaison avec l'équation de continuité pour obtenir une solution pour le débit sortant d'un tronçon de canal ou de conduite. Comme dans le cas de la méthode de Muskingum-Cunge, cette méthode ne peut pas être utilisée lorsqu'il existe des conditions de surcharge sévères. La méthode de l'onde cinématique est utilisée dans le bloc TRANSPORT du logiciel SWMM.

Pour des réseaux complexes et lorsqu'il faut analyser des problèmes impliquant des cas de surcharges et d'écoulement en pente inverse, on doit alors résoudre à l'aide de différentes techniques numériques les équations de Saint-Venant. Plusieurs méthodes sont disponibles pour ce faire (Yen, 1986) ; le bloc EXTRAN du modèle SWMM peut en utiliser trois différentes alors que le modèle XP-SWMM permet d'en choisir quatre. Le modèle SWMM et ses différentes versions sont les modèles les plus couramment utilisés en Amérique du Nord pour résoudre les problèmes les plus complexes.

7.7.3 Laminage dans un réservoir

Bien qu'il existe certaines méthodes dites hydrauliques pour le calcul du laminage en réservoir (Maidment, 1993 ; Viessman *et al.*, 1977), on utilise la plupart du temps en hydraulique urbaine la méthode dite de Puls modifiée (parfois aussi appelée en anglais *storage indication*). Cette méthode s'appuie sur la constatation que, dans le cas d'un laminage à travers un bassin, l'emmagasinement et le débit de sortie ne dépendent que de l'élévation dans le réservoir, contrairement au cas du laminage dans une canalisation où le laminage dépend à la fois des débits d'entrée et des débits de sortie. On peut donc facilement dans le cas d'un réservoir combiner les relations emmagasinement-élévation et débit de sortie-élévation pour former une relation unique emmagasinement-débit de sortie.

La relation de continuité s'écrit dans ce cas de la façon suivante :

$$(I_1 + I_2) + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - O_1 \right) = \frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 \quad (7-52)$$

Comme on peut le constater en examinant cette forme de l'équation de continuité, tous les termes à gauche sont connus au début du pas de calcul. Tout ce qu'il manque pour compléter les calculs, c'est une relation entre le terme de droite et le débit de sortie. La figure 7.40 montre comment cette relation est développée. La relation entre le niveau d'eau dans le bassin et le volume correspondant est tout d'abord établie à l'aide de cartes topographiques ou de relevés. La relation entre le niveau d'eau et le débit de sortie est ensuite déterminée en fonction du type de mécanisme servant à contrôler les débits de sortie. En règle générale, on retrouvera pour des bassins de rétention en milieu urbain soit des conduites courtes (agissant comme un ponceau), soit des orifices ou des déversoirs simples

ou une combinaison de ces mécanismes. Finalement, les valeurs des deux relations sont combinées pour obtenir la relation entre $2S/\Delta t + O$ et le débit de sortie.

Pratiquement, les calculs de laminage en réservoir se font sous forme tabulaire et ils se prêtent donc très bien à un calcul par chiffrier informatique avec un micro-ordinateur. Au début des calculs, les termes à gauche de l'équation 7-52 peuvent tous être définis, ce qui permet de calculer le terme $2S_2/\Delta t + O_2$. La valeur correspondante de O_2 peut alors être déterminée à l'aide de la relation O en fonction de $2S/\Delta t + O$, soit graphiquement ou par interpolation linéaire. Pour le prochain pas de calcul, la valeur de $2S/\Delta t - O$ est calculée à l'aide de la relation suivante :

$$\left(\frac{2S_2}{\Delta t} - O_2 \right) = \left(\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 \right) - 2O_2 \quad (7-53)$$

Finalement, on trouve avec l'équation 7-53 la valeur du terme de droite et le débit qui y est associé. On continue alors le cycle de calcul pour les pas de temps qui suivent.

7.8 CRITÈRES ET PROCÉDURE POUR LA CONCEPTION HYDRAULIQUE DES RÉSEAUX DE DRAINAGE

Cette section regroupe les différents critères à retenir pour la conception hydraulique des réseaux avec une discussion sur la période de retour pour la conception, la largeur du filet d'eau et de la hauteur d'écoulement dans les caniveaux, la hauteur maximale de la ligne piézométrique, la configuration des réseaux et finalement les vitesses d'écoulement à respecter. Une procédure générale pour effectuer cette conception de façon systématique est par la suite décrite.

7.8.1 Critères généraux

7.8.1.1 Période de retour pour la conception des réseaux

Le choix de la période de retour pour la conception des réseaux devrait se faire en considérant le système global (réseau mineur et réseau majeur). En principe, un réseau mineur qui n'est pas soumis à une surcharge par un niveau aval plus élevé que la couronne à l'exutoire devrait s'écouler sans surcharge pour le débit de conception choisi. Ainsi, si la période de retour choisie est de 1 dans 5 ans pour le réseau mineur, les conduites qui ne sont pas soumises à un niveau aval plus élevé que la couronne devraient pouvoir véhiculer le débit de conception en utilisant environ 80 % de la pleine capacité de la conduite (voir section 7.4.2 pour une discussion de cet aspect). De façon géné-

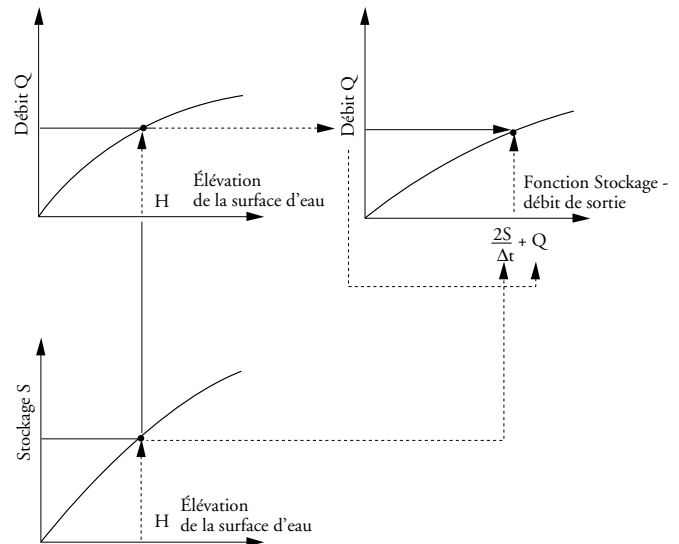


Figure 7.40 Développement de la fonction stockage-débit de sortie pour le laminage d'un réservoir à partir des relations stockage-élévation et élévation-débit de sortie.

rale, les périodes de retour pour la conception des réseaux mineurs devraient être entre 1 dans 2 ans et 1 dans 10 ans.

Pour des pluies de récurrence plus rare (périodes de retour entre 1 dans 25 et 1 dans 100 ans), on devra évaluer certains paramètres permettant d'établir le comportement des réseaux. Pour le réseau majeur, on devra notamment s'assurer que les filets d'eau et la hauteur d'écoulement dans les caniveaux sont en-dessous des limites acceptables (section 7.8.1.2). Pour les réseaux mineurs, on devra par ailleurs s'assurer que la hauteur de la ligne piézométrique ne produira pas d'effet sur les réseaux locaux et les propriétés à desservir (section 7.8.1.3).

7.8.1.2 Largeur du filet d'eau et hauteur d'eau sur le pavage

Deux paramètres devraient être vérifiés pour le réseau majeur : la largeur du filet d'eau et la hauteur d'eau pour l'écoulement sur la rue dans le caniveau. La largeur du filet d'eau admissible est la largeur du revêtement, à partir de la bordure de rue, sur laquelle on permet l'accumulation ou l'écoulement de l'eau (MTQ, 2003). Cette largeur devrait normalement être établie en fonction de la classe de la route, de la vitesse de circulation permise, de la quantité d'automobiles et de la largeur de la chaussée. La hauteur d'eau à la bordure est évidemment directement reliée au filet d'eau admissible et au devers (équation 7-10).

Le calcul du filet d'eau devrait s'établir avec la pluie de conception pour le réseau mineur (périodes de retour de 5 ou 10 ans), avec une vérification pour un événement plus

Tableau 7.11

Largeur de filet d'eau admissible pour différentes classes de route (MTQ, 2003).

Classification fonctionnelle	Période de retour	Largeur de la voie de circulation	Largeur de l'accotement	Largeur de filet admissible
Autoroute	25 ans	3,7 m	3,0 m extérieur 1,3 m intérieur	Accotement + 1,5 m
Autoroute (point bas)	50 ans	3,7 m	3,0 m extérieur 1,3 m intérieur	Accotement + 1,5 m
Nationale et régionale	25 ans	3,5 m	0,5 m à 1,5 m et stationnement possible de 3,0 m	Accotement + 1,5 m ou stationnement
Collectrice et locale	10 ans	3,0 m	0,5 m à 1,5 m et stationnement possible de 2,5 m	Accotement + 1,5 m ou stationnement

Tableau 7.12

Largeur de filet d'eau admissible minimum pour différentes classes de route (adapté de FHWA, 2001).

Classification fonctionnelle		Période de retour	Largeur de filet admissible *
Autoroute à grand volume ou bidirectionnelle	< 70 km/h	10 ans	Accotement + 1,0 m
	> 70 km/h	10 ans	Accotement
	Point bas	50 ans	Accotement + 1,0 m
Collectrice	< 70 km/h	10 ans	1/2 de chaque voie de circulation
	> 70 km/h	10 ans	Accotement
	Point bas	10 ans	1/2 de chaque voie de circulation
Rues locales	Trafic faible	5 ans	1/2 de chaque voie de circulation
	Trafic élevé	10 ans	1/2 de chaque voie de circulation
	Point bas	10 ans	1/2 de chaque voie de circulation

* Note : Une validation des conditions avec des événements plus rares (périodes de retour de 1 dans 50 ans ou 1 dans 100 ans) devrait être faite en plus de l'analyse pour ces critères minimaux.

rare (périodes de retour de 50 ou 100 ans). Le tableau 7.11 donne les critères qui sont appliqués par le MTQ pour ses projets (MTQ, 2003). Le tableau 7.12 donne par ailleurs d'autres critères minimaux qui peuvent être utilisés. On devrait en plus de ces critères minimaux valider les conditions pour des pluies plus rares (périodes de retour de 50 ans ou 100 ans) et s'assurer que les hauteurs d'eau dans les rues restent inférieures aux hauteurs de bordure, en portant une attention particulière dans tous les cas aux accumulations potentielles aux points bas.

7.8.1.3 Hauteur maximale de la ligne piézométrique

Il est important de vérifier la hauteur maximale pouvant être atteinte par la ligne piézométrique, en particulier pour les points du réseau qui sont situés à des points bas et par lesquels l'eau pourrait ressortir en surface. Minimale, lorsque des propriétés avec sous-sols sont raccordées au réseau de drainage souterrain, une différence minimale de 1,5 m entre le niveau du pavage et le niveau

maximal de la ligne piézométrique devrait être maintenue en tout point du réseau. Cette distance minimale de 1,5 m permettra un écoulement gravitaire des drains de fondation et des raccordements pour les résidences. Dans le cas où il n'y aurait pas de sous-sols, par exemple dans des secteurs commerciaux ou industriels, la hauteur de la ligne piézométrique pourrait en principe être plus haute mais sans atteindre le niveau du pavage. Une certaine marge devrait toutefois être maintenue et une distance minimale de 0,5 m entre le niveau de la ligne piézométrique et celui du pavage est recommandée en tout temps.

7.8.1.4 Configuration des réseaux

De façon générale, les critères de conception de base pour les réseaux sont définis à la Directive 004 (MDDEP, 1989) et aux différentes normes qui pourraient s'appliquer (NQ-1809-300, Ouvrages routiers pour les projets du MTQ). Certains autres critères spécifiques peuvent être définis pour la configuration générale des réseaux :

1. L'utilisation de configuration efficace hydrauliquement doit être privilégiée aux regards de façon à réduire les pertes de charge locales. Généralement, des pertes de charge importantes se produiront lorsqu'il y a une distribution non uniforme des débits latéraux ; les pertes seront moins importantes lorsque les débits latéraux sont d'ordre de grandeur similaire.
2. Des changements brusques de direction doivent être minimisés pour des débits importants, de hautes vitesses ou pour des conduites de diamètres appréciables.
3. L'utilisation de plusieurs regards avec des angles moins prononcés que 90° est recommandée pour promouvoir un meilleur écoulement, en particulier pour des conduites de diamètre important.
4. Pour des regards avec un changement de direction à 90° , une cunette pleine (jusqu'à la hauteur de la couronne de la conduite) est recommandée pour réduire les pertes de charge.
5. Une chute minimale de 30 mm est recommandée dans un regard où il n'y a pas de changement de diamètre ni de changement de direction. Avec un changement de direction (toujours sans changement de diamètre), une chute minimale de 60 mm est recommandée.
6. Idéalement, les conduites de diamètres différents devraient avoir leur couronne au même niveau, ce qui impliquera nécessairement des chutes dans les regards où les diamètres des conduites sont différents. Si le dégagement vertical n'est pas suffisant, on pourra ajuster la ligne correspondant à 80 % de la hauteur des différentes conduites ou, en dernier recours, raccorder les conduites radier à radier.

7.8.1.5 Vitesses dans les conduites

Pour prévenir les dépôts de sédiments et une perte de capacité des conduites, la vitesse minimale recommandée pour l'autocurage est de 0,9 m/s pour la conduite coulant pleine. Ce critère produira une vitesse minimale de 0,6 m/s lorsque la hauteur dans la conduite correspond à 25 % du diamètre de la conduite (FHWA, 2001). Les pentes minimales de conduite doivent permettre d'atteindre ce critère. La pente minimale qui est recommandée en toutes circonstances est de 0,08 % puisqu'il devient difficile de mettre en place une conduite avec une pente plus faible que cette valeur sans créer de point bas à long terme avec des tassements qui peuvent se produire.

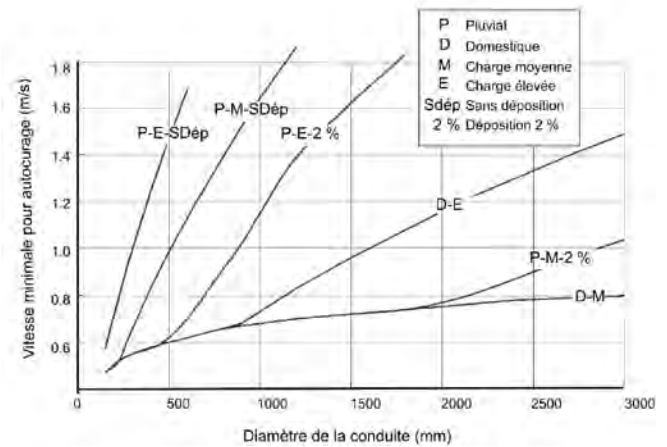


Figure 7.41 Vitesses minimales pour autocurage – Méthode du CIRIA (adapté de Butler, 2000).

Soulignons par ailleurs que la vitesse autonettoyante dans les conduites est dépendante des caractéristiques et de la concentration des sédiments. Des recherches au Royaume-Uni (Ackers *et al.*, 1996) ont conduit à établir des vitesses minimales pour prévenir la déposition de sédiments et particules pour les différents types de réseaux (domestique, unitaire ou pluvial). Comme on peut le voir au graphique de la figure 7.41, une vitesse de 0,9 m/s permet d'assurer des vitesses autonettoyantes pour la plupart des diamètres couverts et avec une déposition moyenne de 2 % du diamètre de la conduite. Pour des conduites de diamètre inférieur à environ 1500 mm, les vitesses minimales sont inférieures à 0,9 m/s.

7.8.2 Procédure de conception

La conception d'un réseau de drainage commence avec le développement de schémas identifiant les composantes de base pour la conception détaillée. Cette section traite de façon générale des différents éléments à considérer à cette étape.

7.8.2.1 Plan de base

La première étape consiste à rassembler les différentes informations de base qui auront un impact sur la conception. Un plan de base devrait ainsi identifier les sous-bassins, l'utilisation du sol et les types de sol qui sont à prévoir, les modes de drainage (existant et projeté) et les relevés topographiques. On ajoute ensuite à cette information de base la localisation des utilités publiques (et leurs élévations si disponibles), le cadastre projeté ou le plan des rues projetées avec un profil préliminaire ainsi que la localisation des structures existantes ou projetées.

7.8.2.2 Plan conceptuel

Le plan conceptuel établi à partir du plan de base devra tenir compte des schémas d'écoulements projetés pour les réseaux mineur et majeur et le développement du plan devrait minimalement comprendre les activités suivantes :

1. Localisation des puits.
2. Localisation de l'exutoire, avec établissement des contraintes spécifiques qui peuvent y être rattachées (niveaux d'eau).
3. Localisation des conduites et autres canalisations ou fossés.
4. Définition de la stratégie générale de rétention et localisation des éléments de contrôle et de stockage.
5. Définition de la stratégie de contrôle pour la qualité de localisation des mécanismes de contrôle.
6. Définition des différents éléments du réseau majeur.

7.8.2.3 Conception

À partir du plan conceptuel, on pourra procéder aux calculs pour établir une conception des réseaux. Cette conception suivra généralement les étapes suivantes :

1. Calculs des débits et volumes de ruissellement.
2. Ajustement de la localisation et du nombre de puits.
3. Ajustement de la configuration du système de drainage incluant la position des regards, les structures de contrôle et des autres composantes du réseau.
4. Dimensionnement des divers éléments du réseau (conduites, canaux, postes de pompage, structures de contrôle, pente des rues pour le réseau majeur).
5. Calcul et revue pour la ligne piézométrique et ajustements si nécessaire.

Le processus de conception implique généralement des itérations pour en arriver à une conception globale qui tienne compte des différents critères pour toutes les composantes du réseau. Par exemple, le calcul d'un filet d'eau trop important selon les critères impliquera le rapprochement des puits et une modification des surfaces tributaires et des débits.

Lorsqu'un logiciel de simulation n'est pas utilisé pour la conception, les étapes 4 et 5 sont généralement complétées à l'aide de tableaux ou de chiffriers Excel permettant de concevoir les réseaux et d'évaluer la ligne piézométrique. Différents formats de tableaux peuvent être utilisés pour ce faire (Brière, 2000 ; FHWA, 2001) ; des exemples sont fournis aux tableaux 7.13 et 7.14, avec une description dans chaque cas pour l'entrée des données.

Entrée des données pour le tableau 7.13 (dimensionnement d'un réseau de drainage).

Étape 1 Préparer le plan de travail et le profil du réseau projeté en établissant l'information suivante :

- a. Localisation des réseaux
- b. Direction de l'écoulement
- c. Localisation des regards et puits
- d. Numérotation des regards
- e. Localisation des autres services municipaux (eau, égout existant, gaz, électricité, etc.)

Étape 2 Déterminer les paramètres hydrologiques pour chaque surface tributaire des entrées au réseau (puits)

- a. Superficies des sous-bassins
- b. Coefficients de ruissellement
- c. Temps d'entrée

Étape 3 En utilisant l'information rassemblée aux étapes 1 et 2, compléter l'information dans le tableau 7.13 pour chaque tronçon de réseau, en commençant par le premier tronçon en amont :

- a. Identifier les regards amont et aval du tronçon (colonne 1 et 2).
- b. Longueur du tronçon (colonne 3).
- c. Aire de drainage additionnelle pour le tronçon considéré (ha) et aire cumulative à partir du point le plus en amont de la branche (colonne 5).
- d. Coefficient C (colonne 6). Doit être un coefficient pondéré tenant compte des différents types de surfaces.
- e. Temps de concentration à l'entrée de la branche (colonne 9). Temps de concentration pour le point d'entrée en amont de la branche considérée.
- f. Temps de concentration global au point considéré (colonne 10). Pour le premier tronçon de la branche, ce temps devrait être le même que celui indiqué à la colonne 9. Pour les autres tronçons vers l'aval, le temps global est calculé en additionnant le temps de concentration global (colonne 10) au temps en réseau (colonne 17) du tronçon immédiatement en amont pour obtenir le temps de concentration en amont du tronçon considéré.

Étape 4 En utilisant l'information de l'étape 3, on calcule ensuite les paramètres suivants :

- a. l'aire cumulative au point considéré (colonne 5)
- b. la valeur additionnelle de $A \times C$ (colonne 7), en multipliant la valeur de la colonne 4 (aire add.) par la valeur de la colonne 6 (coefficient C).

- c. la valeur cumulative de $A \times C$ (colonne 8), en additionnant la valeur de la colonne 7 à la valeur de la colonne 8 pour le tronçon précédent.
- d. Intensité de la pluie (colonne 11), en considérant la plus grande valeur du temps de concentration des colonnes 9 et 10.
- e. Débit (colonne 12), en multipliant les colonnes 8 et 11 et en divisant par 360 pour obtenir des débits en m³/s.
- f. La pente de la conduite (colonne 21).
- g. Diamètre de la conduite (colonne 13), établi avec l'équation de Manning et en considérant les débits de ruissellement calculés. Le diamètre choisi sera le diamètre commercial un peu plus grand que le diamètre théorique calculé.
- h. Capacité de la conduite coulant pleine (colonne 14), en utilisant l'équation de Manning et le diamètre commercial sélectionné à la colonne 13.
- i. Les vitesses, coulant pleine (colonne 15) et avec le débit de design (colonne 16). Les vitesses avec le débit de design (conduite ne coulant pas pleine) peuvent être évaluées avec le graphique de la figure 7.6.
- j. Temps en réseau (colonne 17), calculé en divisant la longueur du tronçon (colonne 3) par la vitesse de design (colonne 16).
- k. Chute (colonne 20), pour compenser les pertes de charge pouvant être anticipées dans le regard (normalement 30 mm pour des conduites en ligne droite ou 60 mm pour un écoulement à 90°) ou pour tenir compte des changements de diamètre (en maintenant à niveau égal les couronnes des conduites).
- l. Radians, en amont du tronçon (colonne 18) et en aval du tronçon (colonne 19).

Étape 5 Répéter les étapes 3 et 4 pour tous les tronçons jusqu'à l'exutoire.

Étape 6 Une fois la conception terminée, vérifier au besoin la ligne piézométrique (tableau 7.14).

Entrée des données pour le tableau 7.14 (calcul de ligne piézométrique).

Étape 1 Compléter les informations générales du projet en tête du tableau. Donner soit le niveau d'eau et la vitesse de départ à la sortie du tronçon étu-

dié, soit les élévations de la ligne d'énergie et de la ligne piézoélectrique pour débiter les calculs. Dans tous les cas, le coefficient n de Manning doit être entré dans la case appropriée. Si la conduite n'est pas submergée à la sortie, le niveau du gradient hydraulique **juste en amont** de l'exutoire est calculé de la façon suivante :

- Si le niveau aval à la sortie est plus élevé que le radier de la conduite à l'exutoire, on utilise le niveau d'eau aval comme départ pour le calcul de la ligne piézométrique, auquel on ajoute la hauteur de charge due à la vitesse pour les conditions de la conduite amont ($V^2/2g$).
- Si le niveau aval à la sortie est en dessous du radier de la conduite à l'exutoire, on utilise $(y_c + D)/2$ plus le niveau du radier comme départ pour le calcul de la ligne piézométrique.

Étape 2 Il est important de souligner que **la première ligne du tableau doit nécessairement être celle décrivant l'exutoire** ; de façon à bien l'identifier, le terme « sortie » est inscrit dans la colonne 1. Il n'y a habituellement pas de regard à la sortie, et ce point représente généralement l'extrémité de la conduite finale. Fournir pour l'exutoire (première ligne), l'élévation de la couronne de la conduite (colonne 18) et celle de la surface du sol (colonne 19). Si cette dernière valeur n'est pas disponible, entrer une **valeur fictive plausible** pour obtenir un graphique présentable (i. e., talus au niveau de pavage).

Étape 3 Identifier le numéro de regard pour la première jonction immédiatement en amont de l'exutoire (colonne 1 de la deuxième ligne), avec le diamètre de la conduite **en aval de ce regard** (colonne 2), le débit Q (colonne 3), la pente S (colonne 4) et la longueur de la conduite L (colonne 5). Il est important de spécifier un **débit non nul** afin d'éviter les divisions par zéro dans le chiffrier.

Étape 4 À titre indicatif, plusieurs colonnes indiquent les caractéristiques de l'écoulement à savoir : la vitesse (colonne 6), la hauteur d'eau dans la conduite (colonne 7), l'aire (colonne 8), la hauteur critique (colonne 9) ainsi que le type d'écoulement (colonne 20). Il est important de noter que lorsque l'écoulement est **en charge**, la colonne 7 indique « plein » et la colonne 9 « na » (non applicable)

puisque l'écoulement n'est pas en surface libre. Lorsque la conduite est pleine, la pente S_f pour les pertes de charge en conduite (colonne 11) est calculée avec l'équation de Manning. Si la conduite n'est pas pleine, cette pente correspond à la pente de la conduite (colonne 4).

- Pour un écoulement **fluvial**, l'élévation de la ligne du gradient d'énergie à la partie amont de la conduite LGEs (colonne 13) est égale à l'élévation de la ligne d'énergie à l'entrée de la structure aval (colonne 17 de la ligne précédente) à laquelle on ajoute les pertes de charge en conduite (colonne 12).
- Pour un écoulement **torrentiel**, l'élévation de la ligne du gradient d'énergie à la partie amont de la conduite LGEs (colonne 13) est égale au radier de la conduite auquel on ajoute l'élévation du niveau d'eau dans la conduite (colonne 7) et la hauteur de charge due à la vitesse (colonne 10).

Étape 5 Le coefficient K (colonne 14) permettant d'évaluer les **pertes de charge** locales dues au regard devra être directement fourni par l'utilisateur, à partir de coefficients préétablis. Les pertes de charge locales sont alors calculées par le chiffrier (colonne 15).

- Pour un écoulement **fluvial**, l'élévation de la ligne d'énergie à l'**entrée** de la structure LGEE (colonne

16) est obtenue en additionnant l'élévation de la ligne d'énergie à la sortie de la structure LGEs (colonne 13) à la perte de charge locale dans le regard (colonne 15). L'élévation de la ligne piézométrique LGHe (colonne 17) s'obtient en soustrayant la hauteur de charge due à la vitesse (colonne 10) à la hauteur de la ligne d'énergie à l'entrée du regard LGEE (colonne 16).

- Pour un écoulement **torrentiel**, l'élévation de la ligne d'énergie à l'**entrée** de la structure LGEE (colonne 16) est égale au radier de la conduite auquel on ajoute l'élévation du niveau d'eau dans la conduite (colonne 7) et la hauteur de charge due à la vitesse (colonne 10). L'élévation de la ligne piézométrique LGHe (colonne 17) étant dans ce cas égale au radier auquel on ajoute la hauteur d'eau dans la conduite (surface libre). Noter que dans ce cas le coefficient K n'est pas utilisé lors des calculs.

Étape 6 Vérifier la distance entre l'élévation de la ligne piézométrique et la surface du terrain (colonne 21). Si la distance n'est pas assez grande, il faut alors modifier en conséquence les caractéristiques des conduites (pente ou diamètre).

Étape 7 Recommencer les étapes 2 à 6 pour le tronçon suivant vers l'amont.

RÉFÉRENCES

- Ackers, J.C., Butler, D., John, S. et May, R.W.P. (1996). *Self-cleaning sewer design: the CIRIA Procedure*. Compte-rendus, 7^e conférence internationale sur le drainage urbain, Hannover, Allemagne.
- American Iron and steel institute (AISI), (1995). *Handbook of steel drainage and highway construction products*, Washington, DC.
- American Public Works Association (1981). *Urban stormwater management*, APWA Special Report no. 49, Chicago.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) et Water Environment Federation (WEF) (1992). *Design and construction of stormwater management*. Manuel de pratique, New York.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) (1969). *Design and construction of sanitary and storm sewers*, ASCE manual of practice no. 37, WPCF MOP. no. 9, New York, NY.
- ARTC (Association de Routes et Transport du Canada) (1982). *Drainage manual*, (2 volumes), Ottawa.
- Bedient, P. B. et Huber, W. C. (1988). *Hydrology and floodplain analysis*, Addison-Wesley publishers, Reading, MA.
- Béron, P. et al. (1989). *SIRDU, Simulation d'un Réseau de Drainage Urbain, manuel de l'utilisateur*, Montréal.
- Brater, E. F. et King, H. W. (1976). *Handbook of hydraulics*, McGraw-Hill, New York.
- Brière, F. (2000). *Distribution et collecte des eaux*. Presses internationales Polytechnique, Montréal.
- Butler, D. et Davies, J. W. (2000). *Urban drainage*. E & FN SPON, Groupe Taylor & Francis, Londres.
- Caric, D. M. (1977). *Flow in circular conduits*, Water power and dam construction.
- Chow, V. T. (1959). *Open-channel hydraulics*, McGraw-Hill, Toronto, Ont.
- Chow, V. T., Maidment, D. R. et Mays, L. W. (1988). *Applied hydrology*, McGraw-Hill, New York.
- CSPI (Corrugated Steel Pipe Institute) (2002). *Handbook of steel drainage and highway construction products*. Édition canadienne, Washington, DC..
- Cunge, J. A. (1969). *On the subject of a flood propagation method (Muskingum method)*, J. Hyd. Research, IAHR, vol. 7, no. 2, pp. 205-230.
- Daugherty, R. L. et Franzini, J. B. (1977). *Fluid mechanics with engineering applications*, McGraw-Hill, New York.
- Federal Highway Administration (FHWA) (1983). *Hydraulic design of energy dissipators for culverts and channels*. Hydraulic Engineering Circular (HEC) 14, U. S. Department of Transportation, Washington, D. C.
- Federal Highway Administration (FHWA) (2005). *Hydraulic design of highway culverts*, hydraulic design series no. 5, rapport no. FHWA-NHI-01-020, U. S. Department of Transportation et National Highway Institute, Washington, D. C.
- Federal Highway Administration (FHWA) (1984). *Drainage of highway pavements*, U. S. Department of Transportation, Washington, D. C.
- Federal Highway Administration (FHWA) (2001). *Urban drainage design manual*, Hydraulic Engineering Circular (HEC) No. 22, U. S. Department of Transportation, Washington, D. C.
- French, R. H. (1985). *Open-channel hydraulics*, McGraw-Hill, New York.
- Gagnon, G. (1973). *Manuel des ponceaux*, Ministère des Transports du Québec, Service de l'hydraulique, Québec.
- Henderson, F. M. (1966). *Open-channel flow*, MacMillan, New York.
- Huber, W. C. et Dickinson, R.E. (1988). *Stormwater management model user's manual*, version 4. EPA/600/3-88/001a (NTIS PB88-236641/AS), Environmental Protection Agency, Athens, GA.
- Lencastre, A. (1976). *Manuel d'hydraulique générale*, Eyrolles, Paris.
- Linsley, R. K. et Franzini, J. B. (1981). *Water resources engineering*, McGraw-Hill, New York.
- Linsley, R. K., Kohler, M.A. et Paulhus, L. L. H. (1982). *Hydrology for engineers*, McGraw-Hill, New York.
- Maidment, D. R. (éd.) (1993). *Handbook of hydrology*, McGraw-Hill, New York.
- Marsalek, J. (1982). *Road and bridge deck drainage systems*, National Water Research Institute, Burlington, Ontario.
- Marsalek, J. (1985). *Head losses at selected sewer manholes*, APWA Special report no. 52, American Public Works Association, Chicago, IL.
- Marsalek, J. (1988). *Consideration of manhole head losses in pressurized sewer flow routing*, Symposium int. sur l'hydrologie urbaine et le génie municipal, Markham, Ontario.
- MTO (Ministère des Transports de l'Ontario) (1997). *Drainage management manual*, Drainage and Hydrology Section, MTO, Toronto, On.
- Ministère des Transports du Québec (MTQ) (1995). *Manuel de conception des ponceaux*, Service de l'hydraulique, Québec.
- Ministère des Transports du Québec (MTQ) (1983). *Guide de préparation des projets routiers*, Québec.
- Ministère des Transports du Québec (MTQ) (2003). *Guide de préparation des projets routiers, Annexe hydraulique*, Québec.
- McCuen, R. H. (1989). *Hydrologic analysis and design*, Prentice-Hall, New Jersey.
- Metcalfe et Eddy (1972/1981). *Wastewater engineering : collection, treatment and disposal*, McGraw-Hill, New York.
- Portland Ciment Association (1964). *Handbook of concrete culvert pipe hydraulics*, Stokie, Illinois.
- Rajaratnam, N. (1967). *Hydraulic jumps*, *Advances in Hydrosience*, vol. 4, Academic Press, New York, pp. 197-280.
- Rivard, G. et Blanchet, H. (1992). *Dimensionnement et localisation des puisards de rue : aspects pratiques*, 7^e colloque sur le drainage urbain, École Polytechnique, Montréal.
- Rivard, G. et Lamarre, P. (1997). *Critères de contrôle pour le ruissellement urbain : problématique, pièges et paradoxes*, 11^e colloque sur le drainage urbain, École Polytechnique, Montréal.
- Rivard, G. (2005). *Gestion des eaux pluviales en milieu urbain – Concepts et applications*. 2^e édition, Alias Communication Design, Laval.
- Robert, J.-L. et Tossou, E. E. (2006). *Évaluation expérimentale de la capacité hydraulique des grilles d'égouts pluviaux*. Département de génie civil, Université Laval, rapport GCT-2006-16, Québec.
- Smith, C. D. et Oak, A. G. (1995). *Culvert inlet efficiency*, revue canadienne de génie civil, pp. 611-616.

- Smith, C. D. (1995). *Hydraulic structures*. Université de Saskatchewan, Saskatoon.
- Straub, W. O. (1978). *A quick and easy way to calculate critical and conjugate depths in circular open channels*, Civil Engineering, pp. 70-71.
- Streeter, V. L. et Wylie, E. B. (1979). *Fluid mechanics*, McGraw-Hill, New York.
- Terstriep, M. L. et Stall, J. B. (1974). *The Illinois urban drainage area simulator*, ILLUDAS, Bulletin 58, Illinois State Water Survey, Urbana, IL.
- Thiruvengadam, A. (1961). *Hydraulic jumps in circular channels*, Water power.
- UDFCD (Urban Drainage and Flood Control District) (2001). *Urban storm drainage – Criteria manual / Volumes 1 à 3*. Denver, Colorado.
- Urbonas, B. et Stahre, P. (1990). *Stormwater detention for drainage, water quality and CSO management*. Prentice Hall, New Jersey.
- Viessman, W., Jr., Lewis, G. L. et Knapp, J. W. (1977). *Introduction to hydrology*, Harper and Row, New York.
- Walesh, S. G. (1989). *Urban Surface Water Management*, Wiley, New York.
- Wisner et al. (1984). *Mesure en laboratoire de la capacité hydraulique – Grille ronde*. Rapport à la Ville de Laval, Laval.
- Yen, B. C. (1986). *Hydraulics of sewers*, dans *Advances in Hydros-cience*, vol. 14, B. C. Yen, éditeur, Academic Press, New York.
- Zipparo, V. J. (éd.) et Hasen, H. (co-éd.) (1991). *Davis' Handbook of applied hydraulics*, McGraw-Hill, New York.