MANUEL DE CONCEPTION DES PONCEAUX

AVRIL 2004

Québec

I M P O R T A N T

Augmentation des débits pour les bassins versants de 25 km^2 et moins

Le réchauffement de la planète entraîne des modifications climatiques locales qui varient d'une région à l'autre.

Pour le Québec, les spécialistes d'Ouranos prétendent présentement que deux modifications climatiques concernant les précipitations sont à prévoir :

Averses intenses de courte durée

- Les températures estivales plus élevées entraîneront plus d'évaporation, ce qui se traduira par une plus grande quantité d'averses importantes de courte durée.
- Les averses touchent principalement les petits cours d'eau, soit les structures de type ponceau.
- Pour l'instant, personne ne peut se prononcer sur une valeur à considérer. Il faudra donc attendre 2 à 3 ans pour commencer à avoir les premiers résultats des études.
- Chaque région étant affectée différemment, on ne peut se baser sur les études effectuées ailleurs.

Trajectoire des tempêtes

- Certains spécialistes pensent que la trajectoire des ouragans provenant entre autres des États-Unis peut être modifiée. Ainsi, la fréquence de ceux-ci atteignant nos régions serait modifiée.
- Pour en savoir plus sur ce phénomène, il faudra attendre environ 2 à 3 ans pour commencer à avoir les premiers résultats des études.
- Comme précédemment, chaque région sera affectée différemment et on ne peut se baser sur les études effectuées ailleurs.

RECOMMANDATION

Pour l'instant, il apparaît que les averses intenses de courte durée plus fréquentes seront inévitables, tandis que le phénomène touchant la trajectoire des ouragans n'est que spéculation.

Nous recommandons donc, temporairement, de calculer les débits de façons traditionnelles[1] puis **d'augmenter les débits pour les bassins de 25 km^2 et moins de 10 % (facteur de 1,1) pour tenir compte des changements climatiques.**

[1] Tel que décrit au chapitre 3 – Hydrologie.

Dépôt légal - 2004
Bibliothèque nationale du Québec
Bibliothèque nationale du Canada

La présente confirme que suite à une revue, le directeur de la Direction des structures, le chef du Service conception, les chefs de section et le chef d'équipe du même service approuvent cette nouvelle édition.

Édition avril 2004

Gérard Desgagné, ing.
Chef de service – Service conception

29/4/04
Date

Guy Richard, ing.
Directeur – Direction des structures

29/4/04
Date

Transports Québec
Direction des structures

MISE À JOUR

MÉMO DE MISE À JOUR	Date : 2006-05-15
Manuel de conception des ponceaux	Révision 1 : Mai 2006

Veuillez trouver ci-joint les plus récentes modifications apportées au manuel, bien vouloir retirer les pages actuelles et les remplacer par les pages révisées tel que décrit ci-après:

SECTION	RETIRER Page	AJOUTER Page	REMARQUES
7.2	7-6	7-6	Remplacement de la figure 7.2.2b : Les numéros dans la figure ne coïncidaient pas avec la légende.
7.3	7-9 et 7-10	7-9 et 7-10	Changement de l'ouverture maximale : 6 m au lieu de 5 m.
Annexe 7	Au complet	Au complet	Ajouts de nouveaux ponceaux rectangulaires : Cas avec rapport d'accélération sismique A = 0,4, ouvertures jusqu'à 6 m au lieu de 5 et ajouts de hauteurs additionnelles pour certaines ouvertures. Procédure pour compléter les plans types : Tableau 7.1-1 : valeurs limites de L modifiées selon plan type approprié. Texte révisé pour ajout de nouveaux tableaux et nouvelle numérotation des ponceaux (série H100 pour coulés en place et H500 pour préfabriqués). Caractéristiques : retrait du béton type IV. Bordereau d'armature : Texte relatif au ponceau de longueur totale de plus de 12 m, mis en objet principal au lieu de note. Texte relatif à la longueur des barres modifié pour tenir compte de nouveaux types de barres qui considèrent la longueur de pliage. Exemple des quantités et des coûts : révisé selon les nouvelles données de coûts unitaires et de quantité d'armature. Remplacement des tableaux 7.3.4a à 7.3.4h par tableaux 7.3.4a à 7.3.4v. Figures des plans types révisées. Exemple corrigé.

SECTION	RETIRER *Page*	AJOUTER *Page*	REMARQUES
Plans types des ponceaux rectangulaires	Tous	Tous	Ajout d'une précision pour les goujons des radiers des ponceaux préfabriqués. Modification des types de barre pour celles qui ont un ou des pliages avec un rayon de 20 fois le diamètre. Date révisée.

Responsable du document :

AVANT - PROPOS

Les ponceaux sont des ouvrages à caractère hydraulique et structural très importants fréquemment utilisés dans le réseau routier québécois. Des critères très stricts de conception sont donc nécessaires pour assurer la pérennité de ces ouvrages.

Le manuel de conception des ponceaux a été rédigé par le Service conception de la Direction des structures. Il s'adresse à tous les intervenants qui doivent faire la conception, le suivi et l'entretien du réseau routier. Il sera utile également aux organismes extérieurs du ministère des Transports, tels les bureaux d'ingénieurs conseils et municipalités, qui ont intérêt à connaître les méthodes utilisées au Ministère pour la conception des structures de type ponceau.

MANUEL DE CONCEPTION DES PONCEAUX

TABLE DES MATIÈRES

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABRÉVIATIONS

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Généralités
1.2 Cheminement d'un projet
1.3 Méthodologie

CHAPITRE 2 ENQUÊTE SUR LE TERRAIN

2.1 Généralités
2.2 Considérations courantes
2.3 Caractéristiques du cours d'eau
2.4 Traversée proposée
2.5 Structures existantes
2.6 Information locale

CHAPITRE 3 HYDROLOGIE

3.1 Généralités
3.2 La méthode « rationnelle »
3.3 Superficie du bassin versant « A_b »
3.4 Coefficient de ruissellement « C_p »
3.5 Intensité de précipitation « I »
3.6 Influence des lacs et marécages
3.7 Période de retour pour la conception
3.8 Exemple pratique

CHAPITRE 4 HYDRAULIQUE DES COURS D'EAU

4.1 Généralités
4.2 Caractéristiques du cours d'eau
4.3 Concepts fondamentaux
4.4 Écoulement en eau libre
4.5 Relation niveau-débit
4.6 Exemple pratique

CHAPITRE 5 HYDRAULIQUE DES PONCEAUX

5.1 Généralités
5.2 Caractéristiques des ponceaux
5.3 Conditions d'écoulement
5.4 Vitesse d'écoulement
5.5 Choix final
5.6 Procédure générale de conception
5.7 Exemple pratique

CHAPITRE 6 CONSIDÉRATIONS GÉOTECHNIQUES

6.1 Généralités
6.2 Sols de fondation
6.3 Contraintes géotechniques
6.4 Mise en place

CHAPITRE 7 CONSIDÉRATIONS STRUCTURALES

7.1 Généralités
7.2 Charges
7.3 Ponceaux rectangulaires en béton armé (PBA)
7.4 Tuyaux

CHAPITRE 8 AMÉNAGEMENT DES EXTRÉMITÉS

8.1 Généralités
8.2 Mur parafouille
8.3 Type d'aménagements
8.4 Protection du lit du cours d'eau
8.5 Protections additionnelles

CHAPITRE 9 DÉFAUTS DES PONCEAUX

9.1 Généralités
9.2 Défauts courants
9.3 Défauts propres aux structures flexibles

CHAPITRE 10 ENTRETIEN ET RÉFECTION

10.1 Généralités
10.2 Inspection
10.3 Contraintes
10.4 Réhabilitation sans tranchée

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABRÉVIATIONS

A	surface d'écoulement
A_b	superficie du bassin versant
A_c	surface d'écoulement à la profondeur critique
A_L	superficie des lacs et marécages
A_s	aire du ponceau comprise entre H_{am} et h_n
A_0	surface totale d'écoulement d'un ponceau
b	largeur du fond d'un cours d'eau
C_p	coefficient de ruissellement (de pointe)
d_{50}	diamètre des particules d'un matériau dont 50% (en masse) sont supérieures à cette dimension
D	diamètre d'un ponceau
D_e	diamètre extérieur d'un ponceau
E	énergie spécifique
E.B.	eaux basses
E.H.	eaux hautes
$E.H._{adm}$	eaux hautes maximales admissibles
E.H.E.	eaux hautes extrêmes
E.H.N.	eaux hautes normales
Fr	nombre de Froude

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABRÉVIATIONS
(suite)

F_i	coefficient de correction de l'intensité de précipitation
F_L	coefficient de réduction du débit de pointe pour laminage
F_q	coefficient de conversion du débit
F_s	force hydrostatique de soulèvement
g	constante gravitationnelle (9.81 m/s^2)
h	profondeur d'eau dans un cours d'eau
h_c	profondeur critique
h_n	profondeur normale
h_m	profondeur moyenne
h_o	distance verticale entre le radier à la sortie du ponceau et l'élévation à partir de laquelle ΔH est comptée
Δh	perte de charge dans le cours d'eau
H	hauteur intérieure du ponceau
H_{am}	profondeur d'eau en amont du ponceau
H_{av}	profondeur d'eau en aval du ponceau
H_e	perte de charge à l'entrée du ponceau
H_f	perte de charge par frottement
H_s	perte de charge à la sortie
H_t	énergie totale en un point du cours d'eau

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABRÉVIATIONS
(suite)

H_v	perte de charge dynamique (énergie cinétique)
ΔH	perte de charge totale dans le ponceau
I	intensité de précipitation
$I_{25;60}$	intensité de précipitation d'une période de retour de 25 ans et d'une durée de 60 minutes
IDF	courbe d'intensité, durée, fréquence de la précipitation
K_e	coefficient de perte de charge à l'entrée
$K_{i;T}$	coefficient statistique pour le calcul de l'intensité de précipitation d'une période de retour de T année
K_s	coefficient de perte de charge à la sortie
l	largeur au miroir
l_c	largeur au miroir à la profondeur critique
L	largeur intérieure du ponceau
L_c	longueur du cours d'eau
L_p	longueur totale du ponceau
L_s	longueur du ponceau hors remblai
n	coefficient de rugosité de Manning
PBA	ponceau en béton armé
P_m	périmètre mouillé

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABRÉVIATIONS
(suite)

P_s	poids stabilisateur nécessaire contre les forces hydrostatiques de soulèvement
P_t	poids du tuyau
Q	débit
Q_{an}	débit de récurrence annuelle
Q_T	débit d'une période de retour de T années
Q_{25L}	débit laminé d'une période de retour de 25 ans
R	risque
Re	nombre de Reynolds
R_h	rayon hydraulique
S	pente locale du cours d'eau
S_b	pente moyenne du bassin versant
S_c	pente moyenne du cours d'eau
S_p	pente du ponceau
t_c	temps de concentration
T	période de récurrence ou de retour
TAO	tuyau en aluminium ondulée
TBA	tuyau en béton armé
TTO	tuyau en tôle ondulée

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABRÉVIATIONS
(suite)

TTOA	tuyau en tôle ondulée aluminisée
TTOG	tuyau en tôle ondulée galvanisée
V_c	vitesse critique de l'écoulement
V_m	vitesse moyenne de l'écoulement (V)
W	poids de l'enrochement
Z	élévation du lit par rapport à un plan de référence
z	pente du talus ou des berges
α	coefficient de la variation de la vitesse
Υ_e	poids spécifique de l'eau
θ	mesure d'angle
μ	moyenne de la précipitation
σ	écart type de la précipitation
Σ	signe de sommation
ν	viscosité cinématique de l'eau à 10°C (1.308×10^{-6} m^2/s)

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

TABLE DES MATIÈRES

1.1	**GÉNÉRALITÉS**	1-1
1.2	**CHEMINEMENT D'UN PROJET**	1-3
1.3	**MÉTHODOLOGIE**	1-6

1.1 GÉNÉRALITÉS

Ce manuel se veut un outil de conception et de référence pour la conception des structures de type ponceau. Il traite des différentes contraintes et des éléments à considérer pour réaliser un ouvrage devant répondre adéquatement aux exigences d'un projet. Le manuel analyse principalement les cas courants fréquemment rencontrés dans la pratique. Pour certaines applications spécifiques, des notions supplémentaires, développées dans les références citées à la fin de chaque chapitre, peuvent être nécessaires.

La conception d'un ponceau est souvent très complexe. C'est pourquoi il convient de suivre une méthode rigide afin de s'assurer de ne négliger aucun facteur. Le manuel se compose de dix chapitres qui couvrent la majorité des éléments à considérer lors de la conception.

Le **chapitre 2** traite des renseignements et documents nécessaires à la réalisation des études. Il précise en outre les différentes informations à recueillir lors de l'enquête sur le terrain. Cette étape est essentielle pour comparer les renseignements relevés sur place aux études et analyses effectuées ultérieurement. Il est important de bien saisir les différents principes de conception expliqués dans chacun des chapitres afin que la cueillette d'informations sur le terrain soit plus facile. Le contenu de ce chapitre est très élaboré. Il permet de réaliser une enquête sur le terrain tant pour les structures de type ponceau que pour celles de type pont.

Le **chapitre 3** traite de l'hydrologie des petits bassins versants appliquée au drainage naturel. L'analyse du bassin versant et de ses différentes composantes est l'une des premières opérations à effectuer lors de l'étude d'un projet. Les résultats obtenus permettent de juger de l'importance des débits à prendre en compte au site considéré.

Le **chapitre 4** élabore les principes élémentaires de l'hydraulique des cours d'eau. Ces notions permettent en outre de mettre en relation les débits générés par le bassin versant et les caractéristiques locales du cours d'eau. Les conditions d'écoulement ainsi obtenues seront comparées à celles occasionnées par l'implantation de la structure.

Le **chapitre 5** traite de la capacité hydraulique des différents types de ponceaux sous différentes conditions d'écoulement. Il est alors possible de déterminer un ensemble de solutions acceptables qui permettent un écoulement adéquat des eaux à l'emplacement projeté.

Le **chapitre 6** aborde les aspects géotechniques du projet. Il traite de l'importance de la capacité portante des sols en relation avec les différents types de ponceaux et décrit les principes de mise en place, étape très importante dans la construction d'un ponceau.

Le **chapitre 7** traite des considérations structurales à prendre en compte pour les différents types de ponceaux. Il introduit les notions de base sur la conception structurale et le comportement des ponceaux. Il fait l'énumération des types de ponceaux les plus courants, de leurs dimensions ainsi que des hauteurs admissibles de remblai. Il contient également les informations nécessaires pour compléter les plans normalisés des ponceaux rectangulaires en béton armé, coulés en place et préfabriqués.

Le **chapitre 8** aborde différents types d'aménagements possibles aux extrémités des ponceaux et leurs utilités. La protection des extrémités des ponceaux est essentielle pour assurer la pérennité de l'ouvrage. De nombreux problèmes résultent en effet d'une protection inadéquate aux extrémités de la structure.

Le **chapitre 9** introduit les différents défauts observés sur les ponceaux. Les principaux problèmes y sont abordés en fonction des différents types de ponceaux. Ce chapitre est un résumé du chapitre correspondant du manuel d'inspection des structures. Son étude permettra en outre d'améliorer l'étape de la conception car il explique aussi quels sont les problèmes potentiels propres à chaque type de ponceau.

Le **chapitre 10** introduit des notions importantes concernant l'entretien et la réfection des ponceaux. Ces aspects ne doivent pas être négligés de façon à conserver les structures en bon état le plus longtemps possible. Il permet, en outre, d'envisager des méthodes de réfection qui tiennent compte des différentes contraintes rencontrées dans le domaine du drainage routier. Le chapitre présente divers procédés pour remplacer un ponceau existant. Les méthodes de réhabilitation sans tranchée permettent d’éviter des excavations excessives, de réduire les inconvénients aux usagers et de réduire les coûts. Elles font appel à des opérations d’insertion, de chemisage, de projection de béton et de forage.

1.2 CHEMINEMENT D'UN PROJET

De façon générale, un projet est réalisé selon un cheminement qui favorise une suite logique de l'ensemble des opérations nécessaires à la conception d'un ouvrage de type ponceau. L'organigramme illustré à la figure 1.2a montre le cheminement global d'un projet. Les références aux chapitres de ce manuel sont indiquées pour chaque étape de l'organigramme.

La première étape consiste à prendre connaissance du dossier pour se faire une idée globale du projet, déterminer l'ampleur de l'étude et planifier les opérations à réaliser. Généralement, l'étude hydrologique peut être effectuée simultanément à cette étape, en tout ou en partie, à partir des cartes et autres données disponibles dans les dossiers.

L'enquête sur les lieux doit être ensuite réalisée le plus tôt possible afin d'avoir en main l'ensemble des informations nécessaires à l'analyse des différentes contraintes hydrauliques, géotechniques, structurales, etc. Cette étape est particulièrement importante car elle permet de comparer les résultats des calculs aux observations relevées sur le site.

Par la suite, il faut analyser les contraintes hydrauliques, géotechniques, structurales et environnementales, spécifiques au site à l'étude. Ces contraintes peuvent favoriser ou, au contraire, interdire le choix de certains types de ponceau.

Les deux étapes suivantes consistent à envisager plusieurs solutions en calculant les dimensions minimales requises pour différents types de ponceau. Les solutions étudiées doivent permettent d'évacuer adéquatement les débits déterminés par l'analyse hydrologique tout en tenant compte des contraintes relatives au site à l'étude. Une solution finale doit être choisie parmi les solutions possibles.

Une autre étape porte sur l'aménagement des extrémités des ponceaux afin de protéger la structure contre l'affouillement du lit du cours d'eau et l'érosion des berges et du remblai de la route. Dans certains cas, aucune protection spéciale n'est nécessaire; la revégétalisation naturelle du site pouvant s'avérer une protection suffisante.

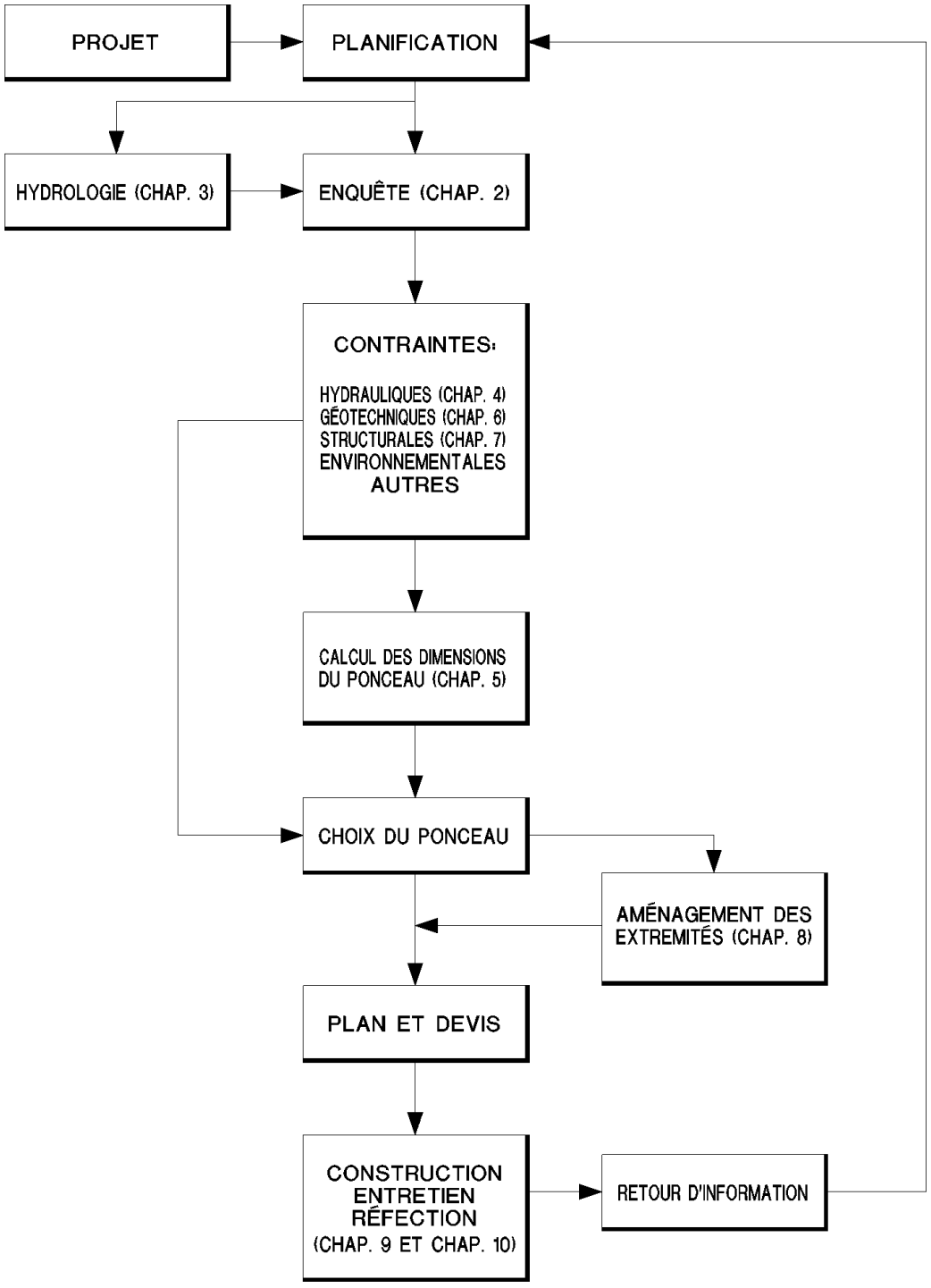


Figure 1.2a Organigramme type d'un projet

Lorsque toutes les étapes précédentes sont terminées, les plans et devis de la nouvelle structure peuvent être élaborés en vue de la construction.

Une fois construite, la structure doit être inspectée, entretenue et réparée selon les différentes procédures prévues à cet égard. Il est important de vérifier le comportement de la structure et de le comparer avec les projections de l'étude initiale du projet. Ce retour d'information est essentiel pour améliorer l'efficacité des méthodes théoriques, profiter de l'expérience acquise et augmenter l'expertise.

Les aspects économiques sont, bien sûr, omniprésents mais doivent être pondérés en fonction du risque. Le niveau du risque qui peut être toléré pour un site particulier varie en fonction de l'ampleur de la structure, des problèmes hydrauliques potentiels, de la circulation, de l'importance générale de la route, etc. La figure 1.2b illustre la variation des coûts d'une structure en fonction de la période de récurrence considérée lors de la conception. Une structure vulnérable à des événements à courte période de récurrence peut occasionner des coûts de réparation et d'entretien très importants. Par contre, le coût de construction aura tendance à être élevé si la structure doit être conçue pour résister à des événements ayant une longue période de récurrence. Tous ces aspects doivent être considérés lors du choix de la solution optimale.

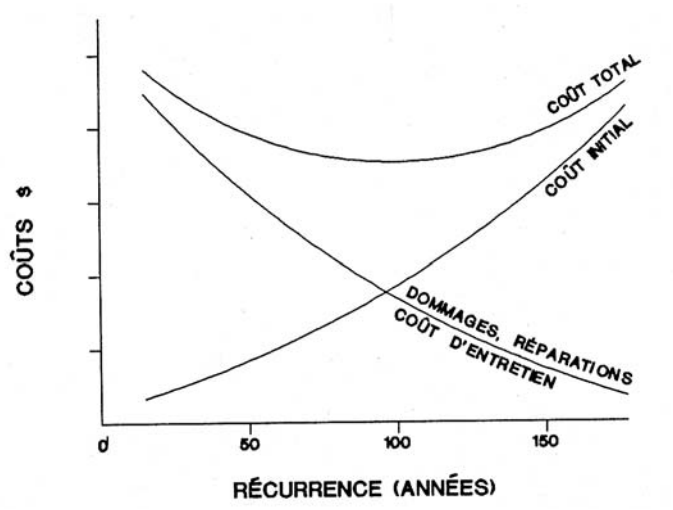


Figure 1.2b Variation des coûts en fonction de la période de récurrence retenue pour la conception

1.3 MÉTHODOLOGIE

Tous les chapitres ont une présentation identique, soit un texte descriptif assorti de tableaux, figures, équations et abaques. Ces éléments sont généralement directement intégrés au texte, quelquefois regroupés en annexe. De façon générale, les informations en annexe peuvent directement servir aux calculs de conception. Les différents tableaux, figures, équations et abaques sont numérotés en fonction de la section dans laquelle ils sont présentés, qu'ils soient incorporés au texte ou regroupés en annexe. Des formulaires types sont ajoutés à la fin de certains chapitres pour faciliter l'étude d'un projet.

Un exemple pratique accompagne certains chapitres afin d'illustrer clairement les étapes à suivre pour réaliser les calculs.

Les unités utilisées dans le manuel sont celles du système métrique. Pour certaines équations, les facteurs métriques diffèrent de leurs équivalents du système impérial. Il est recommandé d'utiliser les équations métriques pour éviter toute erreur de conversion.

Une liste des symboles et des abréviations apparaît au début du manuel. La signification des variables n'est pas nécessairement rappelée à chaque mention dans le texte.

La dernière page de chaque chapitre rappelle les références utilisées comme sources principales d'informations, références qui peuvent être consultées pour de plus amples renseignements.

CHAPITRE 2

ENQUÊTE SUR LE TERRAIN

TABLE DES MATIÈRES

2.1	**GÉNÉRALITÉS**	2-1
2.2	**CONSIDÉRATIONS COURANTES**	2-2
2.2.1	Planification de l'enquête	2-2
2.2.2	Plan topographique	2-6
2.2.3	Aspects environnementaux	2-7
2.2.4	Aspects pratiques du travail sur le terrain	2-7
2.2.5	Formulaire d'enquête	2-8
2.3	**CARACTÉRISTIQUES DU COURS D'EAU**	2-20
2.3.1	Conditions d'écoulement lors de l'enquête	2-20
2.3.2	Forme du canal et stabilité	2-21
2.3.3	Dégradation et sédimentation du lit d'un cours d'eau	2-22
2.3.4	Creusage artificiel	2-25
2.3.5	Glace	2-26
2.3.6	Débris	2-30
2.3.7	Castors	2-30
2.3.8	Navigation	2-31
2.3.9	Barrage	2-31
2.3.10	Contrôles divers	2-33
2.3.11	Données spéciales sur le bassin versant	2-34
2.4	**TRAVERSÉE PROPOSÉE**	2-43
2.4.1	Caractéristiques topographiques	2-43
2.4.2	Données hydrauliques	2-44
2.4.3	Configuration de la traversée proposée	2-52

2.5 STRUCTURES EXISTANTES 2-63
2.5.1 Localisation et description de la structure existante 2-64
2.5.2 Estimation de l'année de la construction 2-64
2.5.3 Niveaux des eaux hautes 2-64
2.5.4 Écoulement de décharge 2-65
2.5.5 Matériau du lit naturel du cours d'eau 2-67
2.5.6 Matériau du radier de la structure 2-67
2.5.7 Dommages de l'affouillement et réparations 2-68
2.5.8 Dégradation 2-70
2.5.9 Creusage artificiel 2-70
2.5.10 Autres informations 2-71
2.5.11 Estimation du rendement 2-72
2.5.12 Dimensions de l'ouverture 2-72

2.6 INFORMATION LOCALE 2-82
2.6.1 Sources d'informations 2-82
2.6.2 Détails de l'informateur 2-83
2.6.3 Détails des crues importantes 2-83
2.6.4 Écoulement de décharge 2-84
2.6.5 Embâcle de glace ou de débris 2-85
2.6.6 Rendement antérieur de la structure 2-85
2.6.7 Informations diverses 2-87

RÉFÉRENCES 2-89

Annexe 2 Enquête sur le terrain

2.1 GÉNÉRALITÉS

La conception hydraulique d'un ponceau ou d'un pont dépend en bonne partie des résultats de l'enquête sur le terrain. Cette enquête permet de recueillir les données nécessaires aux calculs et d'identifier les problèmes existants ou potentiels à considérer lors de la conception d'une structure.

Le but de ce chapitre est de présenter au concepteur une approche systématique pour réaliser une enquête sur le terrain et de fournir simultanément de la documentation expliquant les informations requises et la façon de les obtenir.

L'enquête sur le terrain doit être réalisée pour toutes les traversées de rivières, de ruisseaux, de lacs, etc. Dépendant des conditions locales du site, les données recueillies peuvent être utilisées pour les buts suivants :

- fournir des données pour le calcul des débits aux endroits où les méthodes normales ne sont pas applicables;
- fournir une dimension de ponceau ou de pont comme base de référence pour les calculs;
- vérifier l'évaluation des débits de crue du projet;
- vérifier les niveaux d'eau calculés par l'équation de Manning;
- vérifier les dimensions de la structure proposée;
- déterminer le meilleur emplacement et alignement (biais) de la structure;
- déterminer les problèmes, actuels ou potentiels, devant être éliminés ou pris en compte lors de la conception, tels la dégradation du lit du cours d'eau, l'érosion latérale, la présence de castors ou de débris;
- relever les caractéristiques spéciales du bassin versant et du site qui peuvent affecter l'écoulement des eaux;
- évaluer le rendement de la structure existante;
- évaluer les risques de dommage aux propriétés avoisinantes.

Le chapitre suit l'ordre du formulaire d'enquête présenté à la sous-section 2.2.5. La section 2.3 du chapitre décrit les caractéristiques spéciales du cours d'eau qui peuvent affecter la traversée proposée, la section 2.4 discute des détails du site et de la traversée proposée et la section 2.5, des détails des structures existantes. Enfin la section 2.6 traite de l'information à recueillir auprès des résidants et des responsables locaux.

2.2 CONSIDÉRATIONS COURANTES

Pour obtenir les meilleurs résultats possibles lorsqu'on prépare un voyage d'enquête sur le terrain, il faut toujours tenir compte des aspects suivants:

- planification de l'enquête;
- plan topographique;
- aspects environnementaux;
- aspects pratiques sur le terrain;
- formulaire d'enquête.

Ces aspects sont décrits dans les sous-sections qui suivent.

2.2.1 Planification de l'enquête

Préparer minutieusement le voyage avant de se rendre sur le terrain permettra souvent de raccourcir la durée de l'enquête et d'éviter qu'aucune donnée importante ne soit oubliée. Ceci est particulièrement vrai si l'enquête doit avoir lieu dans une région éloignée où la traversée du cours d'eau peut se trouver à plusieurs kilomètres de la route la plus proche. Comme les conditions sur le terrain peuvent être difficiles et la température mauvaise, on aura intérêt à faire tout le travail préparatoire possible au bureau avant de se rendre sur les lieux.

La procédure suivante, illustrée par l'organigramme de la figure 2.2.1, s'applique surtout à la construction d'une nouvelle route mais peut être adaptée à la reconstruction d'une route existante. Les étapes de la procédure sont décrites ci-après.

Assembler et examiner les données avant d'entreprendre l'enquête sur le terrain (1)

Une quantité considérable de données est souvent disponible parmi lesquelles :

- cartes topographiques;
- plans géométriques et plans des profils;
- plan de localisation du site;
- photographies aériennes du site;
- dossiers du pont existant, dessins et données du ponceau;
- dossiers hydrologiques et rapports de drainage tout près du site;
- cartes du risque d'inondation (si disponible);
- informations environnementales sur la qualité de l'eau, la présence de poissons, etc.

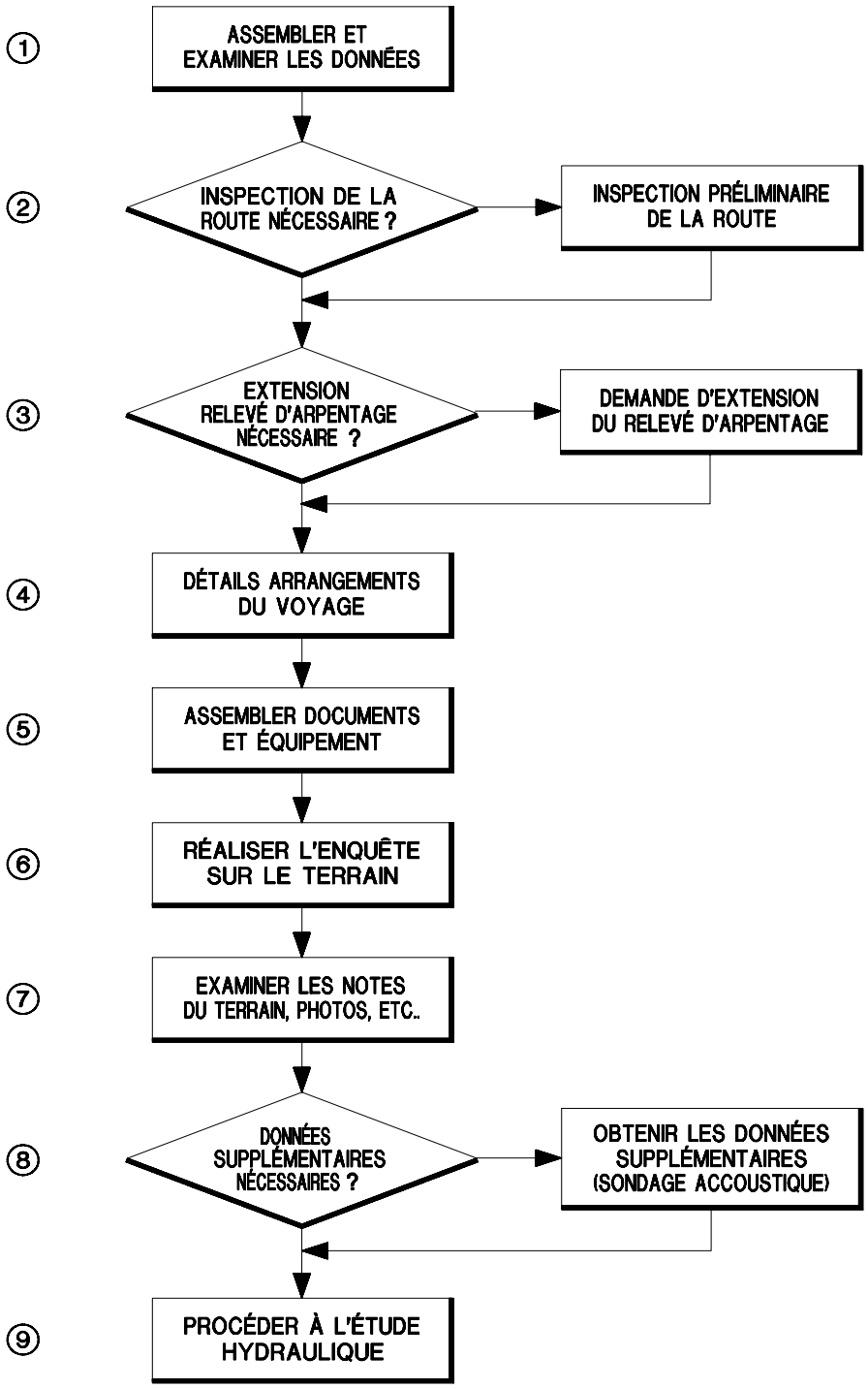


Figure 2.2.1 Organigramme de l'enquête sur le terrain

Inspection préliminaire de la route (2)

Une fois le tracé de la route proposée raisonnablement bien établi et reporté sur une photographie aérienne ou sur un plan, les concepteurs et autres intervenants doivent visiter la ligne de la route et inspecter toutes les traversées de cours d'eau.

Cette étape peut ne pas être nécessaire pour les traversées de pont, à moins qu'un sérieux doute ne subsiste sur l'emplacement qui convient le mieux à la traversée.

Demande d'extension éventuelle du relevé d'arpentage (3)

Si une étude préliminaire de la traversée du cours d'eau réalisée à partir de cartes, de photographies aériennes et de plans, indique que des détails supplémentaires ou qu'une extension du relevé d'arpentage sont nécessaires, la demande doit en être faite le plus tôt possible au responsable.

Arrangements du voyage (4)

a) Itinéraire et horaire

La première étape est de sélectionner le trajet routier le plus économique vers le ou les sites à visiter.

Bien que l'ordre dans lequel l'enquêteur réalise son travail soit flexible, il est souhaitable qu'il inspecte le site de la traversée ou de la structure existante avant d'interroger les riverains, de façon pouvoir poser les questions pertinentes. En outre, il pourra se faire ainsi une meilleure idée du site de la traversée. Par exemple, la hauteur du pont existant est souvent un indice de la hauteur des crues passées. De même, les dimensions du pont ou du ponceau peuvent donner une idée de l'amplitude des crues sur le cours d'eau à l'étude.

La durée du voyage doit être établie avec le plus de précision possible. L'enquête pour un pont simple peut exiger une demi-journée (en plus du temps du voyage), alors que pour un petit ponceau, une heure ou deux peuvent suffire.

La durée de l'enquête doit être en rapport avec les dimensions, l'importance et la complexité de la traversée, la stabilité du cours d'eau, le risque de dommages aux propriétés et les dangers pour le public.

b) Accès au site

Une certaine planification sera normalement nécessaire afin de décider du meilleur trajet à suivre pour se rendre à une traversée sans accès routier. On se servira de cartes ou de photographies aériennes pour déterminer le chemin d'accès le plus rapide à une traversée située en région éloignée ainsi que les moyens de transport à utiliser, tels le bateau, le camion, la marche, la motoneige, l'hélicoptère, etc.

c) Planification du voyage et des rencontres

Si des moyens spéciaux de transport sont nécessaires, il faut normalement les réserver bien à l'avance, en tenant compte, par exemple, de l'achalandage durant la saison touristique.

Les rencontres sur le site avec le personnel des différents organismes doivent également être planifiées.

d) Sécurité

La planification de l'enquête doit toujours tenir compte des aspects touchant la sécurité et la santé au travail.

Documents et équipements de voyage (5)

a) Formulaire d'enquête

Une série de formulaires nécessaires pour chaque traversée doit être préparée en tenant compte du nombre de structures à inspecter et de résidants à interroger.

Dans la mesure du possible, les formulaires doivent être remplis à partir des données disponibles au bureau, rapports d'étude, etc., mais ces informations, parfois incorrectes, doivent être vérifiées sur le terrain. Les données touchant les dimensions des ponts et des ponceaux sont normalement correctes dans les dossiers mais les profondeurs d'eau et les élévations du lit doivent être validées sur le terrain car elles peuvent avoir changé considérablement depuis l'établissement des plans.

b) Autres documents et équipements

Le tableau 2.2.1 de l'annexe 2 présente la liste des autres documents et équipements.

Enquête sur le terrain (6)

L'enquête sur le terrain doit être réalisée au moyen du formulaire d'enquête présenté à la sous-section 2.2.5, en se référant au texte du présent chapitre au besoin.

Résultats de l'enquête (7)

Pendant que les résultats de l'enquête sont encore frais à la mémoire, un examen soigneux des notes prises sur le terrain doit être fait pour les éclaircir ou les compléter au besoin. Les photographies prises lors de l'enquête doivent être datées, identifiées et localisées à l'aide d'un croquis des lieux. Tout autre détail doit être noté rigoureusement. Les négatifs ou les diapositives doivent ensuite être versés au dossier du projet ou classés à l'endroit désigné.

Données supplémentaires (8)

Pour diverses raisons, des données spéciales telles des relevés bathymétriques par sondage acoustique ou des mesures de vitesses faites à l'aide de différents appareils peuvent être nécessaires. L'acquisition de ces données prend un temps assez long et exigera normalement un second voyage.

Conception hydraulique (9)

Lorsque l'enquête sur le terrain est terminée, on utilise les données obtenues pour effectuer l'étude hydraulique du pont ou du ponceau.

2.2.2 Plan topographique

Les plans topographiques, utilisés conjointement avec les photographies aériennes, sont un outil précieux au moment de la sélection d'une traversée appropriée et de la conception ultérieure de la structure.

Le plan topographique de base est décrit brièvement ci-dessous. Son contenu a été normalisé le plus possible dans le Manuel d'arpentage et géomatique du Service des technologies d'exploitation de la Direction du soutien à l'exploitation des infrastructures (chapitre 5, Orographie)

Ce plan est habituellement demandé par les intervenants en région ou par la Direction des structures dans les cas d'études spéciales.

Le relevé de la ligne de centre de la route projetée se fait sur une distance minimale de 50 m de chaque côté des rives du cours d'eau. Transversalement, il doit couvrir 15 m de chaque côté de la ligne de centre. Le long du cours d'eau, la distance minimale du relevé doit être de 50 m autant en amont qu'en aval de la ligne de centre projetée. Transversalement au cours d'eau, il doit couvrir une distance minimale de 20 m à partir des rives. Ces distances peuvent être augmentées selon la topographie et la configuration du site si cela s'avère nécessaire pour obtenir toute l'information nécessaire.

2.2.3 Aspects environnementaux

Les aspects environnementaux et techniques se chevauchent dans une très grande mesure. Ainsi, il y a d'excellentes raisons, tant d'ordre environnemental que technique d'éviter l'affouillement ou la dégradation excessive du lit d'un cours d'eau au droit d'une structure. Les aspects environnementaux peuvent influencer le coût d'un projet en imposant la période et la méthode de construction. Plusieurs des données requises pour satisfaire ces deux aspects proviennent de l'enquête sur le terrain. Les autres données environnementales sont recueillies par les unités environnementales.

Les principales mesures touchent les impacts de la traversée proposée sur:

- la qualité de l'eau et de la vie aquatique;
- la sédimentation;
- la circulation de l'eau dans les lacs et les marécages;
- la migration des poissons;
- les sites de frayère.

Les deux buts importants sont d'assurer le passage des poissons à travers les ponceaux et d'éviter l'affouillement ou la sédimentation des aires de frayère. Les données nécessaires pour atteindre ces buts sur les cours d'eau ayant un fort potentiel de pêche sont:

- les espèces de poissons;
- les localisations des frayères, des aires de reproduction et de nutrition;
- la description de l'habitat du poisson;
- les dates de début et de fin de la migration et de la fraie;
- la date moyenne de la crue annuelle.

Ces informations sont normalement recueillies par les unités environnementales. Le Service de l'environnement du ministère des Transports du Québec a produit un guide intitulé « Ponts et Ponceaux. Lignes directrices pour la protection environnementale du milieu aquatique», qui traite de la planification, de la conception et de la réalisation de structures traversant les cours d'eau.

2.2.4 Aspects pratiques du travail sur le terrain

Lors de la planification de l'enquête, les aspects touchant la sécurité doivent être considérés. Le responsable du projet doit s'assurer que le personnel a reçu les instructions touchant la sécurité sur le terrain.

Les enquêtes dans des conditions hivernales sont souvent insatisfaisantes en raison des indices importants qui peuvent être dissimulés par la neige et la glace. On les évitera donc autant que possible en modifiant le calendrier des projets. S'il est impératif

de procéder à une enquête dans ces conditions, il faut alors recueillir davantage d'informations locales, qui pourront ensuite être confirmées par une seconde inspection après la crue du printemps.

Pour éviter des conséquences sérieuses en cas d'accident, deux personnes doivent toujours être présentes sur le site des enquêtes en régions éloignées. Une boussole et une trousse de premiers soins doivent toujours être apportées en région boisée.

L'enquêteur doit toujours demander la permission avant d'entrer sur un terrain privé. Si le propriétaire ne peut être rejoint, il laisse sa carte d'affaire à la suite de sa visite.

2.2.5 Formulaire d'enquête

L'utilisation d'un formulaire d'enquête normalisé facilite et systématise le travail sur le terrain car il présente une énumération exhaustive des données à recueillir. Le formulaire proposé est disponible sous la forme d'un fichier électronique à la Direction des structures (formulaire FOR-053).

Le formulaire comprend quatre feuillets regroupant respectivement les quatre catégories d'information décrites aux sections 2.3 à 2.6 inclusivement. Chaque feuillet du formulaire se rapporte donc à la section du chapitre correspondant à la catégorie traitée. Les points soulevés de chaque catégorie du formulaire suivent l'ordre dans lequel ils sont développés dans le texte.

Il est à noter que l'information recueillie sous les catégories « caractéristiques du cours d'eau », « traversée proposée » et « structures existantes » est basée sur les propres observations de l'enquêteur. L'information obtenue à la section « information locale », qui est obtenue de sources locales, est destinée à compléter et à vérifier les données des autres catégories.

Lorsque l'espace disponible n'est pas suffisant pour décrire adéquatement un point quelconque, le verso du feuillet peut être utilisé pour compléter l'information à l'aide d'une description ou de croquis.

Les feuillets du formulaire complétés pour un exemple type d'enquête sur une traversée de cours d'eau par un ponceau sont présentés aux pages 2-10 à 2-19. Cet exemple illustre le résultat d'une enquête sur le terrain réalisée pour la conception hydraulique d'un ponceau à l'endroit d'un nouveau tracé proposé de la route. Il faut savoir que la clarté de l'information est fonction des sources disponibles pour chaque traversée; ainsi, les données pour une traversée en région éloignée pourraient être moins complètes. Les photos 2.2.5a et 2.2.5b sont des exemples de photographies prises lors d'une enquête. Normalement, le reportage photographique doit couvrir l'ensemble du site à l'étude et illustrer les particularités qui lui sont propres.



Photo 2.2.5a Exemple de photographies prises lors de l'enquête
Barrage de castor en amont du ponceau



Photo 2.2.5b Exemple de photographies prises lors de l'enquête
Vue en aval du ponceau

Transports Québec
Direction des structures

ENQUÊTE SUR LE TERRAIN POUR UNE TRAVERSÉE DE COURS D'EAU

Enquête par :	JACQUES THÉRIAULT RICHARD GUIMONT	Date :	97-09-22
Cours d'eau :	RUISSEAU PILON	Route :	396
Municipalité :	MONCERF	M.R.C. :	VALLÉE-DE-LA-GATINEAU
Carte topographique :	31 K/9	Photo aérienne :	Q81306 # 221-222
Direction territoriale :		Dossier :	PO-03026

CARACTÉRISTIQUES DU COURS D'EAU
(Référence – Section 2.3)

Conditions d'écoulement lors de l'enquête :	N.E.J. : 900 ET 1500 mm (VOIR (1) FEUILLET 2/8) Vitesse : PRATIQUEMENT NULLE. VOIR (2)
Forme du canal/Stabilité :	PRÉSENCE DE COURBES ASSEZ FORTE / STABLE
Dégradation/Sédimentation :	LÉGÈRE SÉDIMENTATION (VOIR FEUILLET 3/8)
Creusage artificiel :	NON
Glace :	NON
Débris :	POTENTIEL DE DÉBRIS : MOYEN VOIR (3)
Castors :	BARRAGE DE CASTORS EN AMONT DU T.T.O. (4) FEUILLET 2/8
Navigation :	NON
Barrages :	NON (CARTE TOPO.) NON (SUR LE TERRAIN)
Contrôles divers :	CONFLUENCE AVEC LA RIVIÈRE DÉSERT. VOIR (5)
Données spéc. sur bas. vers. :	NON
Autres informations :	NON

(2) VITESSE PAS MESURABLE. LA VITESSE EST PRATIQUEMENT NULLE AUTANT EN AMONT DU BARRAGE DE CASTORS QUE DANS LA PARTIE EN AVAL DU PONCEAU.

(3) LES DÉBRIS PROVIENNENT DE LA COUPE DE PETITS ARBUSTES ET DE BRANCHES PAR LES CASTORS.

(5) LA CONFLUENCE SE FAIT À ± 700 m EN AVAL DU SITE À L'ÉTUDE. D'APRÈS LE QUESTIONNAIRE D'ARPENTAGE DE 1968, TIRÉ DU DOSSIER DU PONCEAU EXISTANT, LA RIVIÈRE DÉSERT NE REFOULE PAS À L'ENDROIT DU PONCEAU.

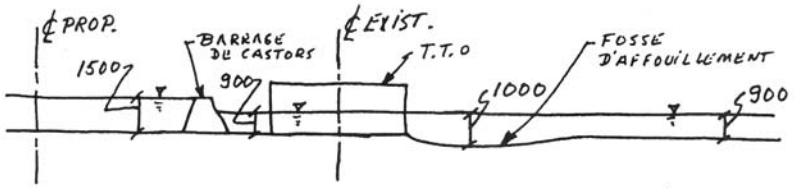
Signatures _____

Référer au chapitre 2 du Manuel de conception des ponceaux du ministère des Transports du Québec (espace pour informations additionnelles au verso).

CARACTÉRISTIQUES DU COURS D'EAU

① N.E.J. _ 900 mm (EN AVAL DE LA FOSSE D'AFFOUILLEMENT)
_ 1500 mm (EN AMONT DU BARRAGE DE CASTORS)

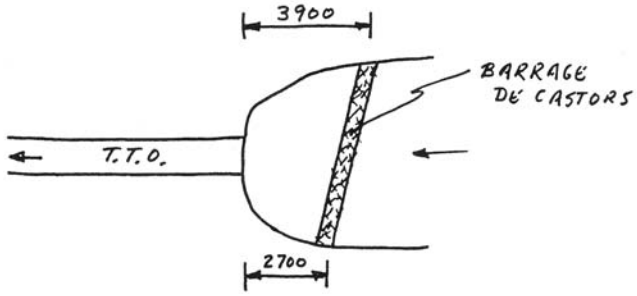
PROFIL LONGITUDINAL



(VOIR FEUILLET 3/8 POUR LA VUE EN PLAN)

④ BARRAGE DE CASTORS

HAUTEUR : 1500 mm
LONGUEUR : ± 6000 mm



VUE EN PLAN

NOTE : EN AVAL DU TUYAU, BEAUCOUP D'ARBUSTES ONT ÉTÉ COUPÉS PAR LES CASTORS MAIS ON NE VOIT PAS D'AUTRES BARRAGES.

TRAVERSÉE PROPOSÉE
(Référence – Section 2.4)

INFORMATIONS REQUISES SUR LE CROQUIS

A. CARACTÉRISTIQUES TOPOGRAPHIQUES

- ☑ Canal, routes, ch. de fer existants, etc.
- ☑ Structure(s) existante(s)
- ☑ Limites approx. de la plaine inondable
- ☐ Affleurement rocheux
- ☑ Topographie générale

B. DONNÉES HYDRAULIQUES

- ☑ Niveaux des eaux hautes
- ☐ Parcours de l'écoulement en crue
- ☑ Caractéristiques du canal et de la plaine inondable

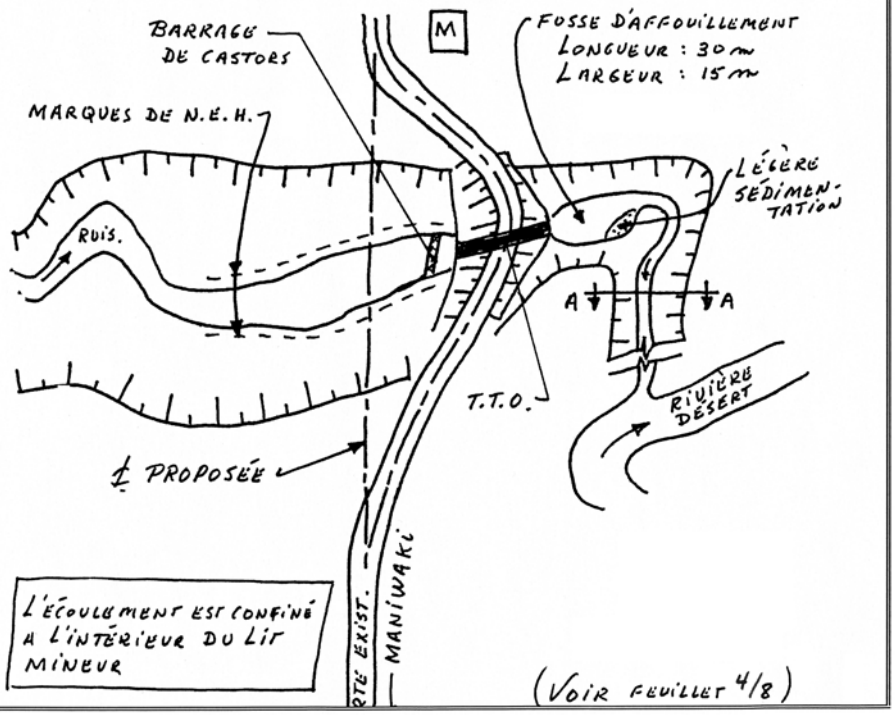
B. DONNÉES HYDRAULIQUES (suite)

- ☑ Sections transversales
- ☑ Matériaux du lit et des berges
- ☑ Érosion et sédimentation
- ☑ Propriétés sur la plaine inondable

C. TRAVERSÉE PROPOSÉE

- ☑ Localisation et alignement de la structure proposée
- ☐ Détournement du canal (si requis)
- ☐ Écoulement de décharge/précautions
- ☐ Protection des berges (si requis)

VUE EN PLAN DE LA TRAVERSÉE PROPOSÉE



TRAVERSÉE PROPOSÉE

NIVEAUX DES EAUX HAUTES (N.E.H.)

1°) MARQUES D'UNE LIGNE D'EAU SUR LES BERGES EN AMONT DU BARRAGE à ± 900 mm AU-DESSUS DU N.E.J. CES MARQUES INDIQUENT LE NIVEAU PROBABLE DES EAUX HAUTES ANNUELLES.

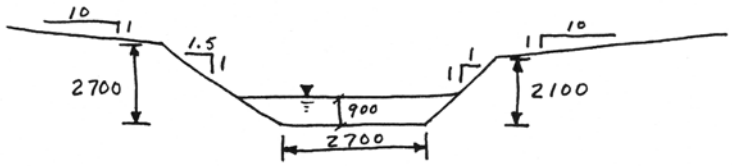
N.É.H.A. : N.E.J. + 900
1500 + 900 = 2400 mm

2°) MARQUES DÉROSION ET DE DÉBRIS (DÉLAISSÉS DE CRUE) SUR LE TALUS DE LA ROUTE EN AMONT DU TUYAU. CES MARQUES SONT à ENVIRON 300 mm AU-DESSUS DU TUYAU. (PROB. ANNUELLE)

N.É.H.A. : HAUTEUR DU TUYAU + 300
2100 + 300 = 2400

3°) MARQUES DE DÉBRIS EN AVAL : ± 1500

SÉCTION TRANSVERSALE (à ± 50 m EN AVAL DU TUYAU)



COUPE A-A

NOTE : – A TOUTE FIN PRATIQUE, LE LIT ET LES BERGES SONT CONSTITUÉS D'ARGILE à 100%.
– LES BERGES SONT COUVERTES DE PETITS ARBUSTES DONT LES BRANCHES S'ÉTENDENT VERS LE CENTRE DU RUISSEAU.

AUCUNE BÂTISSE NE PEUT ÊTRE AFFECTÉE PAR LES CRUES. LE PONCEAU PROPOSÉ AURA UN BIAIS DE ± 15 DEGRÉS

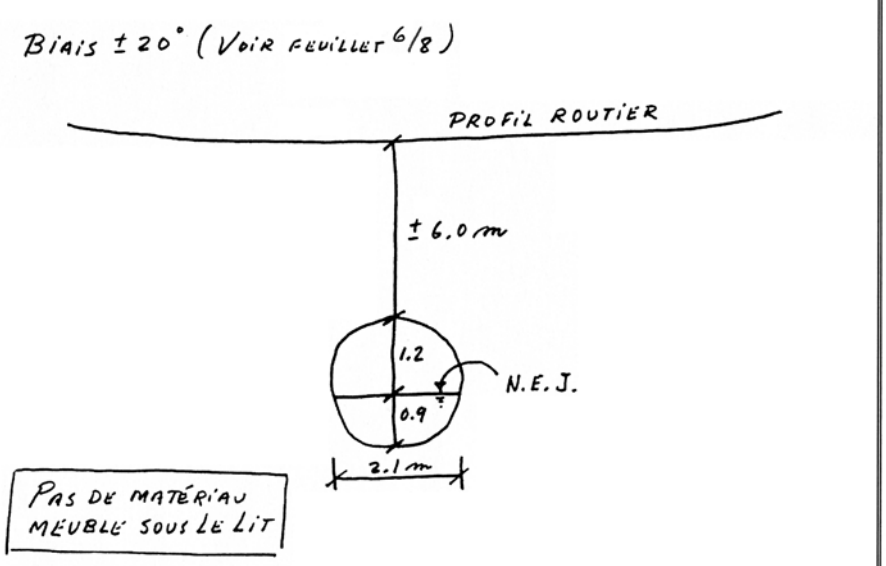
STRUCTURE EXISTANTE
(Référence – Section 2.5)

Localisation :	RTE 396 EXISTANTE (± 25 m EN AVAL DE LA Ł PROPOSÉE)
Description et âge approx. :	T.T.O. DE 2100 mm DE DIAM. ± 1970
Niveaux des eaux hautes :	VOIR "NIVEAUX DES EAUX HAUTES" DU FEUILLET 4/8
Écoulement de décharge :	NON
Matériau du lit naturel :	ARGILE À 100% (EN AMONT ET AVAL DU T.T.O.)
Matériau du radier (si diff.) :	ACIER ONDULÉ
Dommage de l'affouil./répar. :	FOSSE D'AFFOUILLEMENT EN AVAL (PEU PROFONDE)
Dégradation/Creusage :	NON
Autres informations :	LES GLACES FONDENT PROBABLEMENT EN PLACE.
Estimation du rendement :	PONCEAU PROBABLEMENT TROP PETIT.

LISTE DES DIMENSIONS REQUISES SUR LE CROQUIS

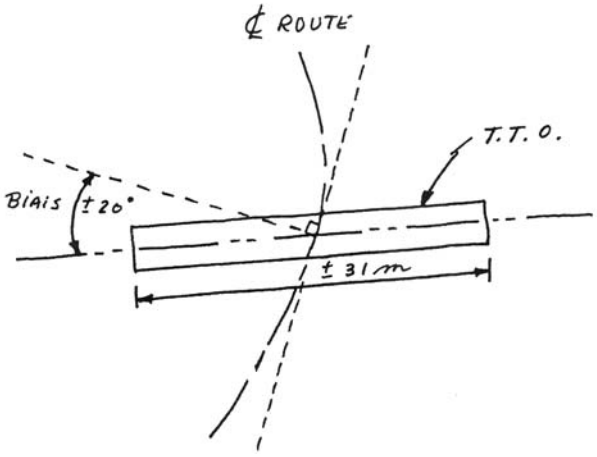
- ☑ Longueur(s) des ouvertures et angle du biais
- ☑ Hauteur : soffite/profil routier
- ☑ Hauteur : soffite/N.E.J.
- ☑ Profondeur moyenne loin de la structure : N.E.J./lit : VOIR N.E.J. AU FEUILLET 1/8
- ☐ Profondeur des baisses de profil aux approches
- ☑ Profondeurs à la structure : N.E.J./lit (radier)
- ☑ Profondeurs : matériau meuble sous le lit

VUE EN ÉLÉVATION ☑ Amont ou ☐ Aval (vue en plan au verso si requise)



STRUCTURE EXISTANTE

Biais ± 20°



STRUCTURE EXISTANTE
(Référence – Section 2.5)

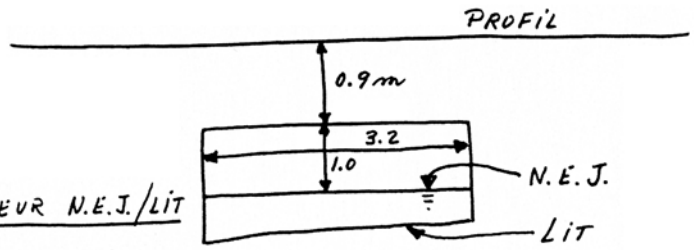
Localisation :	1IÈRE EN AMONT DE LA RTE 396, SUR LE CHEMIN VIMONT
Description et âge approx. :	PONCEAU RECTANGULAIRE EN BÉTON ± 1955
Niveaux des eaux hautes :	VOIR (1) AU FEUILLET 6/8
Écoulement de décharge :	NON
Matériau du lit naturel :	SABLE à 75% - ARGILE à 25%
Matériau du radier (si diff.) :	ENROCHEMENT POUR CONTRER L'AFFOUILLEMENT
Dommage de l'affouil./répar. :	AFFOUIL. DANS LA PARTIE CONCAVE DE LA COURBE / RÉPAR.
Dégradation/Creusage :	NON
Autres informations :	VOIR (2) AU FEUILLET 6/8
Estimation du rendement :	PONCEAU EST SUJET À COULER EN CHARGE

LISTE DES DIMENSIONS REQUISES SUR LE CROQUIS

- ☑ Longueur(s) des ouvertures et angle du biais
- ☑ Hauteur : soffite/profil routier
- ☑ Hauteur : soffite/N.E.J.
- ☑ Profondeur moyenne loin de la structure : N.E.J./lit : ± 0.6m
- ☑ Profondeur des baisses de profil aux approches
- ☑ Profondeurs à la structure : N.E.J./lit (radier)
- ☑ Profondeurs : matériau meuble sous le lit

VUE EN ÉLÉVATION ☑ Amont ou ☐ Aval (vue en plan au verso si requise)

BIAIS ± 40° (VOIR FEUILLET 6/8)



PROFONDEUR N.E.J./LIT			
FACE AMONT	0.8	0.6	0.5
FACE AVAL	0.7	0.5	0.3

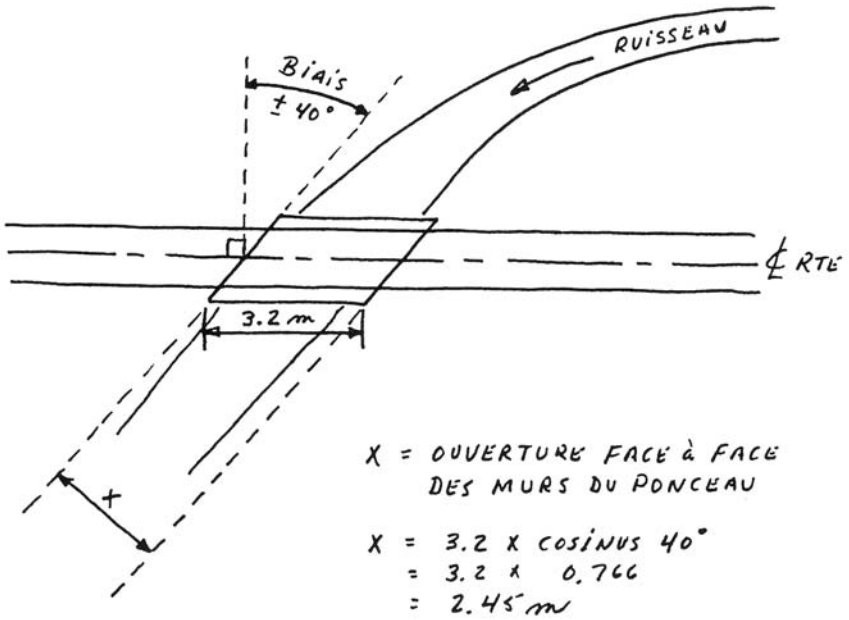
PAS DE BAISSES DE PROFIL AUX APPROCHES

STRUCTURE EXISTANTE

(1) MARQUES SUR LES BERGES ET TACHES SUR LE PONCEAU INDIQUENT QUE LE NIVEAU PROBABLE DES EAUX HAUTES ANNUELLES EST à ENVIRON 100 mm AU-DESSOUS DU SOFFITE DU PONCEAU.

(2) - PENTE DU RUISSEAU EST PLUS FORTE QU'A L'ENDROIT DU SITE à L'ÉTUDE.
- PAS D'INDICES DE PRÉSENCE DE CASTORS.

Biais ± 40°



X = OUVERTURE FACE à FACE DES MURS DU PONCEAU

X = 3.2 X COSINUS 40°
= 3.2 X 0.766
= 2.45 m

INFORMATION LOCALE
(référence – section 2.6)

Site enquêté :	PONCEAU EXISTANT SUR LA ROUTE 396
Nom de l'informateur/no tél. :	M. B. LAFLEUR (819) 449-9999
Localisation relative au site :	MAISON SUR LA RIVE GAUCHE EN AVAL DU T.T.O.
Durée de l'observation :	± 30 ANS
N.E.H. extrême - Date :	± 3300 mm EN AMONT DU T.T.O. AVRIL 1978
- Détails :	BRIS DU BARRAGE DE CASTORS. VOIR ①
2e N.E.H. - Date :	300 mm AU-DESSUS DU SOFFITE DU T.T.O.
- Détails :	NIVEAU ATTEINT NORMALEMENT À TOUS LES
N.E.H. annuelle :	2400 mm PRINTEMPS. VOIR ② FEUIL. 8/8
Écoulement de décharge :	NON
Dommages de la route :	NON
Rehaussement de la route :	NON
Autres contournements de l'écoul. :	NON
Embâcle de glace ou de débris :	EMBÂCLE DE DÉBRIS. VOIR ③ FEUILLET 8/8
Rendement de la structure :	TUYAU EST TROP PETIT
Informations diverses :	
a) Creusage artificiel :	NON
b) Inondation de propriétés :	NON
c) Bris de barrage en amont :	OK
d) Problème d'érosion :	OK
e) Problème de castors :	OK
f) Navigation :	NON
g) Information du sous-sol :	NON
h) Information sur les poissons :	PAS DE POISSONS. VOIR ④ FEUILLET 8/8
i) Projet de contrôle d'inondation :	NON
j) Autres informations :	NON
Photos d'inondations etc.	PHOTOS DE LA CRUE PRINTANIÈRE DE 1986

① LE BRIS DU BARRAGE DE CASTORS A CAUSÉ DE L'OBSTRUCTION À L'INTÉRIEUR DU PONCEAU, PROVOQUANT AINSI UN EXHAUSSEMENT DU NIVEAU D'EAU EN AMONT. M. LAFLEUR A ÉTÉ TÉMOIN DE CET ÉVÈNEMENT UNE SEULE FOIS DURANT LES 30 ANNÉES D'OBSERVATION.

INFORMATION LOCALE

(2) LA RIVIÈRE DÉSERT NE REFOULE PAS A L'ENDROIT DU PONCEAU. IL Y A CEPENDANT UNE PETITE POSSIBILITÉ QUE LE REFOULEMENT PUISSE INFLUENCER LORS D'UNE CRUE MAJEURE.

(3) COMME MENTIONNÉ AUPARAVANT, LE BRIS DU BARRAGE DE CASTORS A DÉJÀ CAUSÉ UN EMBÂCLE DE DÉBRIS.

LES GLACES FONDENT SUR PLACE SANS CAUSER DE PROBLÈME.

(4) A L'EMBOUCHURE DU RUISSEAU, DANS LA RIVIÈRE DÉSERT, IL Y A DU BROCHET.

2.3 CARACTÉRISTIQUES DU COURS D'EAU

Cette partie de l'enquête vise à déterminer les conditions hydrauliques particulières du cours d'eau à l'étude et à évaluer les possibilités de développements de certains problèmes sur son ensemble et non pas seulement sur le tronçon immédiatement adjacent à la structure projetée. Les points à considérer sont énumérés au feuillet de la page 1 de 8 du formulaire d'enquête et décrits aux sous-sections suivantes. Les feuillets des pages 1 et 2 de 8 du formulaire complété pour un exemple type d'une enquête sont présentés aux pages 2-10 et 2-11.

2.3.1 Conditions d'écoulement lors de l'enquête

Cette partie de l'enquête sert à établir un niveau et une vitesse devant servir de référence pour mesurer, estimer et vérifier les niveaux d'eau et les débits lors des crues.

A) Niveau d'eau

Le niveau des eaux du jour (N.E.J.) lors de l'enquête doit être noté. Ce niveau établit un plan de référence utile pour mesurer le niveau des crues sur un cours d'eau. Il peut facilement être transposé ailleurs. Par exemple, si le niveau des crues mesuré à une structure existante est de 2.0 m au-dessus du niveau des eaux du jour (N.E.J.) et que le niveau des eaux du jour est de 0.3 m, le niveau réel des crues est donc de 2.3 m. Cette valeur peut être transposée à un site voisin à la condition que les caractéristiques de l'écoulement soient similaires.

B) Vitesse

La vitesse de l'écoulement est un paramètre particulièrement utile pour l'estimation et la vérification des débits de conception.

La méthode du flotteur est facile à utiliser pour mesurer approximativement les vitesses de l'écoulement. Le passage d'objets à la dérive tels que glace, bois, ou tout autre objet flottant est mesuré plusieurs fois sur une longueur de cours d'eau assez longue pour fournir une estimation juste du temps de passage.

La procédure suivante décrit la méthode du flotteur, dont l'erreur d'évaluation sera en général inférieure à 10% lorsqu'elle est utilisée dans de bonnes conditions.

- Choisir deux sections en travers sur une partie droite du cours d'eau de façon à ce que le temps de passage de l'objet flottant soit d'au moins 20 secondes. L'objet flottant peut être une branche d'arbre, un morceau de bois ou un autre objet, et la partie émergée ne doit pas donner prise au vent. Mesurer la distance entre les deux sections.

- Lancer l'objet dans l'eau de façon à ce qu'il atteigne une vitesse constante avant d'arriver à la section en amont. Le temps de passage entre les deux sections doit être mesuré à l'aide d'un chronomètre ou d'une montre. Deux ou trois mesures de temps doivent être faites pour établir une moyenne représentative.

- La vitesse est égale au quotient de la distance sur le temps.

2.3.2 Forme du canal et stabilité

Une évaluation de la stabilité actuelle ou future du cours d'eau à partir d'observations sur le terrain et de photographies aériennes de différentes années fournit les informations nécessaires pour la sélection d'un site, l'alignement d'une structure et l'installation de mesures protectrices. Cette évaluation est souvent faite par l'identification de la forme du canal et par la connaissance de leurs caractéristiques respectives. Dans les sols pouvant être affouillés, les principales formes rencontrées sont: forme droite, en canaux multiples et en méandres. La figure 2.3.2a illustre ces trois principales formes de cours d'eau.

Essentiellement, un cours d'eau est stable si aucun changement dans ses dimensions, sa forme et sa trajectoire n'a été observé depuis plusieurs années. Il est considéré instable, au contraire, lorsqu'il s'est produit des changements assez importants dans le temps au point de devenir un facteur significatif dans l'entretien des structures. L'érosion latérale et la dégradation du lit sont parmi les plus importants de ces changements. L'érosion active des berges, la dégradation progressive ou la sédimentation du lit, l'accumulation importante de sable sans végétation et des coupures récentes de méandres sont des indices qui permettent de reconnaître si un cours d'eau est instable. Le cours d'eau stable, au contraire, aura une largeur relativement constante, des berges avec une forte végétation et des accumulations négligeables de sable. Les photos 2.3.2a et 2.3.2b, regroupées à la fin de la section, montrent les deux types de cours d'eau.

Informations à recueillir

À partir de photographies aériennes et lors de l'inspection du site, déterminer si le cours d'eau à l'étude est en méandres, droit, ou à canaux multiples. Noter également s'il apparaît stable ou instable et si la présence de roc contrôle sa configuration. La photo 2.3.2c est un exemple de cours d'eau instable tel qu'il apparaît sur une photographie aérienne.

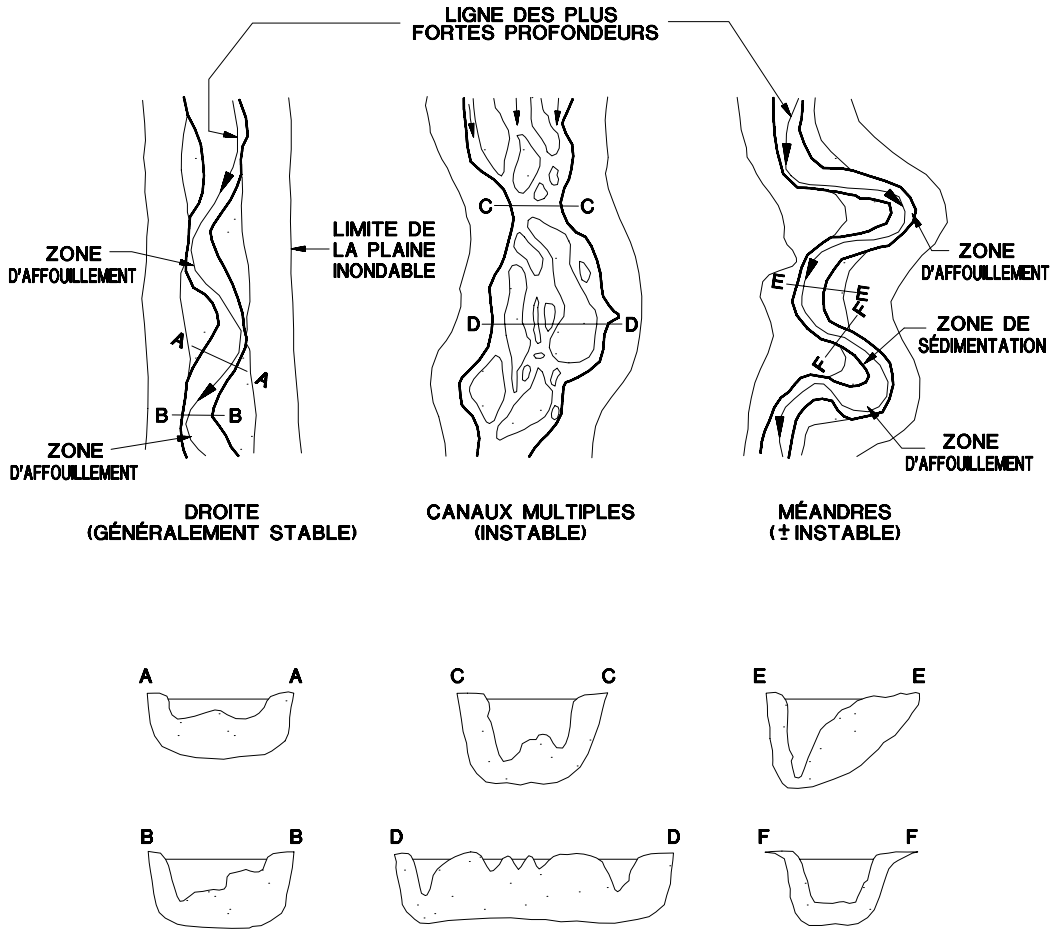


Figure 2.3.2a Formes d'un cours d'eau

2.3.3 Dégradation et sédimentation du lit d'un cours d'eau

La dégradation ou l'abaissement naturel du lit d'un cours d'eau provient de l'accroissement de la capacité de transport de sédiments d'un cours d'eau, soit du fait de l'augmentation des débits de crue en raison du déboisement ou de l'urbanisation, soit du fait de l'augmentation de la pente du cours d'eau résultant d'un redressement du lit ou d'une autre cause.

Il est important de tenir compte de la dégradation du lit lors de la conception de ponceaux et de petits ponts puisqu'en l'espace d'à peine quelques années, le lit peut s'abaisser de quelques centimètres à quelques mètres. Si la structure n'est pas conçue pour tenir compte de cet abaissement, elle peut se miner et finir par s'affaisser.

En plus du danger qu'elle présente pour les structures, la dégradation du lit peut entraîner l'érosion et même l'effondrement des berges, entraînant ainsi l'élargissement du cours d'eau d'où peut souvent résulter une perte importante de terres agricoles. Ce genre de dégradation surviendra généralement aux endroits où la pente du cours d'eau est localement plus forte que celle correspondant à un profil stable, par exemple, en amont d'une zone de coupure de méandres où le redressement a eu pour effet de diminuer la longueur du lit et ainsi d'augmenter sa pente. La figure 2.3.3a et la photo 2.3.3a montrent un tel phénomène.

La sédimentation du lit est, quant à elle, causée par une diminution de la capacité de transport de sédiments d'un cours d'eau. Elle peut être causée par une diminution soudaine de la pente du cours d'eau ou par le déversement d'une grande quantité de sédiments dans celui-ci. Les taux de transport de sédiments sont difficiles à estimer; les cours d'eau subissant ce phénomène sont souvent instables.

Informations à recueillir

- S'il existe déjà des traversées sur le cours d'eau, les examiner pour voir s'il y a des indices de dégradation (voir la sous-section 2.5.8).

- Si aucune traversée n'est en place, procéder comme suit :

  - Noter la présence de barrages. Si le niveau général du lit s'est abaissé depuis la construction d'un barrage, la dégradation en est presque certainement la cause. La figure 2.3.3b et la photo 2.3.3b illustrent cette situation.

  - Noter la présence de seuils construits pour contrer des problèmes de dégradation du cours d'eau. Les photos 2.3.3c et 2.3.3d montrent deux types de seuil.

  - Noter la présence de d'autres types de structures à proximité, telles des murs de soutènement, où le niveau général du lit s'est abaissé depuis leur construction.

  - Noter les indices de dégradation progressive en un ou plusieurs paliers vers l'amont et également l'érosion active du lit et des berges, phénomène particulièrement présent sur les petits cours d'eau récemment redressés.

  - Noter les indices de sédimentation, telles la présence de nouveaux dépôts de gravier ou la divagation récente du canal. Les photos 2.3.3e et 2.3.3f illustrent des cours d'eau sédimentés.

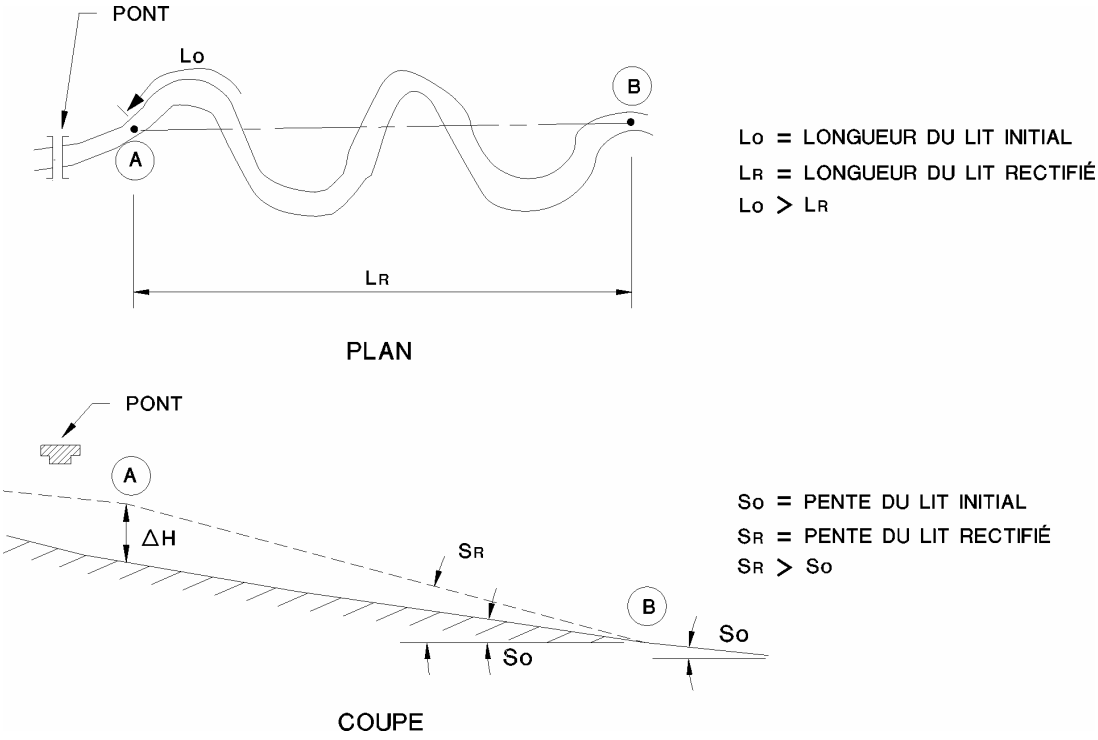


Figure 2.3.3a Dégradation du lit due à une coupure de méandres

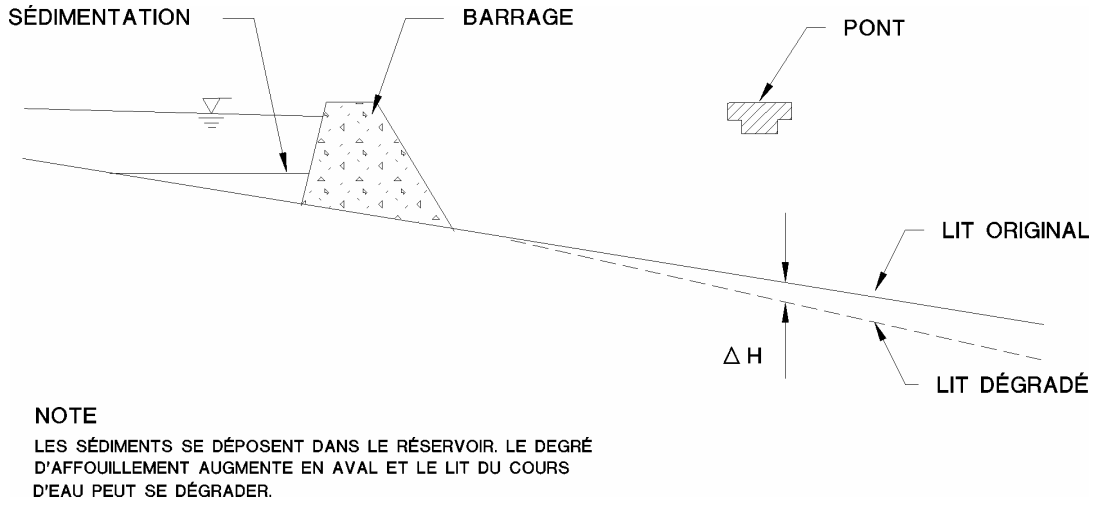


Figure 2.3.3b Dégradation du lit due à la présence d'un barrage

– Examiner les photographies aériennes pour relever les indices possibles de dégradation et de sédimentation. La dégradation peut être indiquée par une érosion active le long des berges. La sédimentation peut être révélée par la présence de dépôts récents aux endroits où la vitesse du courant diminue soudainement.

2.3.4 Creusage artificiel

Bien que les effets du creusage artificiel d'un cours d'eau ne soient pas, la plupart du temps, aussi sérieux que ceux de la dégradation du lit, il existe de nombreux exemples de ponts et de ponceaux qui se sont écroulés à la suite du creusage et de l'élargissement de canaux et de fossés municipaux. Le dragage d'un cours d'eau principal peut aussi provoquer un abaissement du lit dans un cours d'eau tributaire.

Le creusage, généralement réalisé à plusieurs années d'intervalles, s'effectue principalement dans des régions à profil plat afin d'améliorer le drainage agricole ou d'éliminer les risques d'inondations. Il faut toujours envisager la possibilité d'un dragage éventuel lors de la conception d'une traversée de cours d'eau. Il suffira parfois d'un simple nettoyage de limon et de végétation accumulés; dans d'autres cas, le drainage de terres agricoles pourra exiger un creusage à plus d'un mètre de profondeur.

Lorsque le creusage d'un cours d'eau est prévu, l'abaissement des semelles ou la mise en place du radier d'un ponceau à un niveau adéquat doit également être prévu pour assurer la pérennité de la nouvelle structure.

Informations à recueillir

- Examiner les structures existantes pour des indices d'un creusage antérieur.
- Examiner le cours d'eau ou les canaux pour des indices de redressement, d'endiguement ou de remblais à même le matériau excavé, particulièrement dans les terrains agricoles à profil plat.
- Se renseigner auprès des municipalités et des résidants pour savoir si des projets de creusage sont prévus.

2.3.5 Glace

La glace peut causer différents types de problèmes lorsqu'un pont enjambe un cours d'eau. Le problème le plus courant est l'embâcle, au moment où le couvert de glace se brise au printemps ou à l'hiver.

Un embâcle de glace peut causer une importante augmentation du niveau d'eau et peut entraîner des dommages importants si les glaces s'appuient contre le tablier. Les embâcles peuvent aussi forcer la rivière à sortir de son lit mineur pour inonder le lit majeur (plaine inondable) et même parfois la route d'approche. Elles peuvent également provoquer de profonds affouillements en obstruant l'ouverture du pont.

De la glace de frasil peut se former dans des rivières à courant rapide et obstruer la section d'écoulement des eaux en adhérant au fond du cours d'eau ou en s'accumulant sous un couvert de glace. Ce phénomène est toutefois moins fréquent.

Il est nécessaire de déterminer si la glace a été ou est un problème au site à l'étude. Dans l'affirmative, l'enquêteur doit préciser l'importance des effets d'un embâcle de glace sur les propriétés et les structures.

Les embâcles peuvent se former dans les sinuosités des rivières, aux endroits où les eaux sont peu profondes, aux ponts trop bas ou trop étroits et en amont des piles de pont. Ils sont fréquemment le résultat de blocs de glace qui s'amoncellent contre un couvert de glace stable dans une zone où la pente du cours d'eau est faible. Cette situation se produit habituellement aux embouchures des cours d'eau et cause souvent des embâcles importants. La figure 2.3.5 illustre les localisations les plus fréquentes des embâcles de glace.

Un embâcle a pour effet de réduire l'aire de la section transversale de l'écoulement. Si les eaux de crue peuvent se répandre dans une plaine inondable ou se déverser dans un canal de surplus, l'écoulement peut alors contourner l'embâcle. Cependant dans le cas où la plaine est bordée par un remblai, ce contournement est impossible et les niveaux d'eau peuvent augmenter suffisamment pour induire des pressions à travers la structure. Dans de tels cas, une structure auxiliaire peut être placée dans l'approche de la route, particulièrement si des propriétés en amont peuvent être affectées par les hauts niveaux d'eau.

Il est difficile de détecter s'il s'est déjà produit un embâcle de glace lorsqu'on fait une inspection. Par conséquent, à moins de pouvoir relever des indices d'un tel phénomène, il faut privilégier les témoins oculaires tels les propriétaires riverains et les responsables des ministères impliqués comme source d'informations.

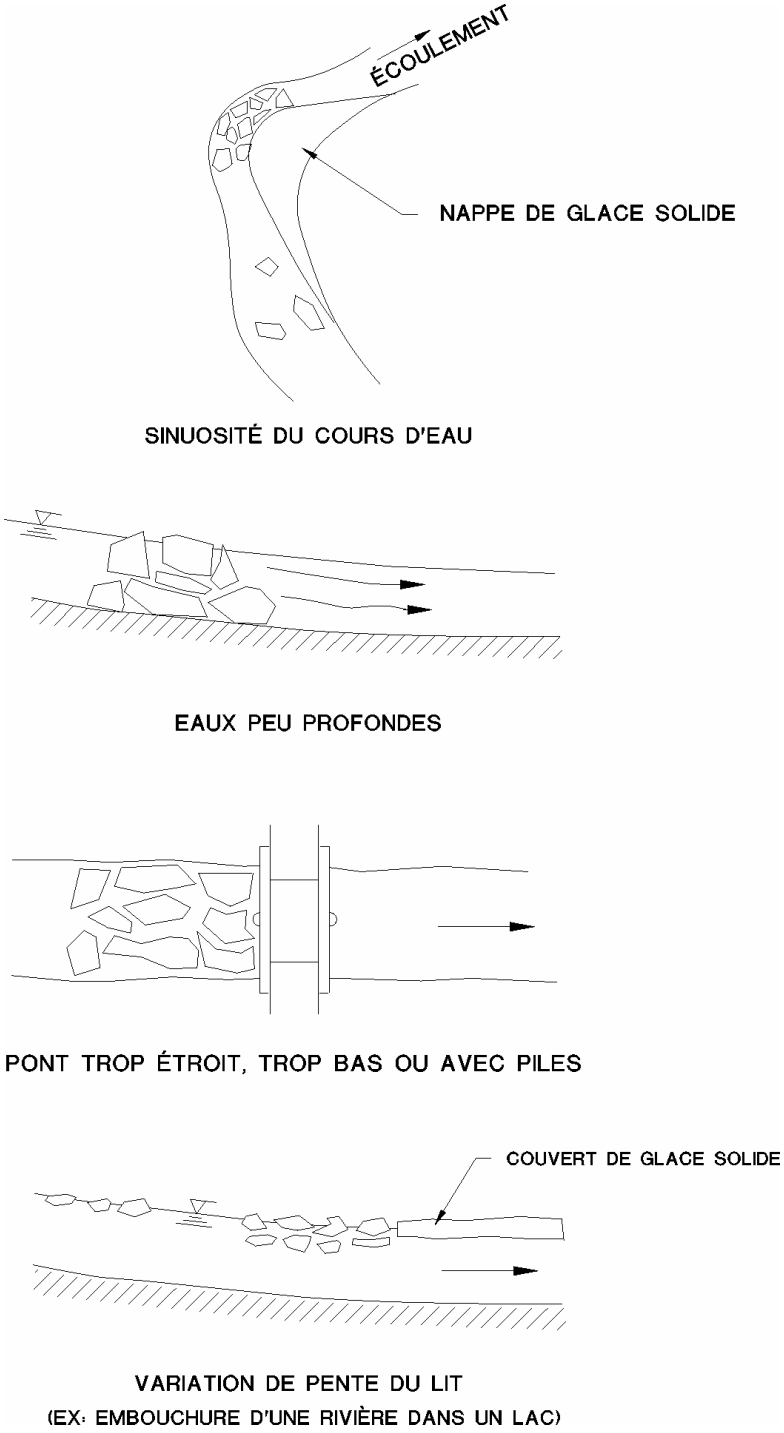


Figure 2.3.5 Localisations d'embâcle de glace

L'impact des glaces peut voiler les piles en acier, casser les piles en bois et endommager les piles en béton. Pour tenir compte de ces risques, il est donc nécessaire, au moment de la conception, de connaître l'épaisseur des glaçons transportés par le cours d'eau lors de la débâcle et la hauteur à laquelle l'impact s'est produit.

Un autre problème lié aux glaces peut se manifester lorsqu'un large couvert de glace s'appuie sur une structure, sur laquelle peuvent alors s'exercer des efforts importants de poussée engendrés par l'expansion thermique du couvert ou des efforts de soulèvement provoqués par la fluctuation du niveau d'eau.

Le temps consacré à l'obtention des données sur la glace doit être en relation avec l'importance de la structure et la gravité des problèmes rencontrés. Les informations les plus importantes à recueillir touchent la possibilité ou non d'embâcles de glace dans la zone à l'étude, l'effet de la structure sur les embâcles et l'effet des glaces sur la structure. Lorsque c'est possible, le site sera inspecté lorsqu'un embâcle ou une débâcle est encours.

Informations à recueillir

- Noter la hauteur, les dimensions et la profondeur des cicatrices laissées par les glaces sur les arbres, etc.

- Noter les indices de fortes inondations, telles que traces d'érosions ou jeunes arbres couchés, en inspectant les plaines inondables et en examinant les photographies aériennes. Les fortes inondations se produisent souvent quand le lit de la rivière est bloqué par un embâcle. Quoi qu'il en soit, un embâcle ne peut être confirmé que par des informations de source locale.

- Noter les indices de poussée des glaces sur les berges ou dans la plaine inondable.

- Noter la longueur probable du cours d'eau qui contribue à la débâcle, par exemple à partir d'un barrage ou d'un lac situé en amont. La quantité de glace passant à un site donné est évidemment proportionnelle à la longueur du cours d'eau en amont. Cette longueur peut être déterminée à l'aide de cartes topographiques et de photographies aériennes.

- Noter les emplacements où il y a risque d'embâcles, par exemple, dans les courbes, aux étranglements, aux abords des structures existantes, et déterminer s'il est possible d'en éliminer les causes.

- Noter les influences humaines qui peuvent affecter la formation de la glace, par exemple la présence d'un barrage, d'une station thermique ou d'une usine de traitement des eaux.

- Noter l'effet appréhendé des embâcles de glace sur les propriétés en amont et la possibilité d'installer une structure auxiliaire (de décharge) pour limiter l'exhaussement du niveau des eaux (remous).

Données additionnelles sur un embâcle ou une débâcle en cours

Les enquêtes faites pendant qu'un embâcle de glace est en cours doivent être effectuées avec de grandes précautions. Il est extrêmement dangereux de marcher ou de grimper sur les blocs de glace. Toutes les mesures doivent être prises à partir d'un endroit sûr.

- Mesurer les dimensions et l'épaisseur moyenne et maximale des blocs de glace et leur composition (par exemple glace bleue, glace de neige, frasil, neige fondante (« *slush* »), etc.).

- Estimer les vitesses de déplacement des blocs de glace, renseignement qui peut être utile au concepteur pour les calculs d'impact.

- Estimer la hauteur moyenne et maximale de l'embâcle de glace.

- Déterminer la hauteur du remous causé par l'embâcle. Le remous est l'augmentation des hauteurs d'eau en amont de l'embâcle.

- Noter l'emplacement et la direction des eaux de débordement dans la plaine inondable.

- Noter la cause de l'embâcle, par exemple un couvert de glace solide en aval, un couvert de glace gelé dans le lit, une pile de pont, une courbe ou un étranglement du cours d'eau.

- Noter la présence d'un pont de glace à proximité du site à l'étude, de même que l'épaisseur de la glace qui peut causer des problèmes si le pont de glace doit continuer à être utilisé après la construction de la nouvelle traversée.

- Prendre des photographies, noter leurs emplacements, directions et dates, ce qu'elles représentent et tout autre détail.

2.3.6 Débris

Les débris peuvent causer de sérieuses obstructions à l'écoulement de l'eau, spécialement aux abords des ponceaux et des ponts de faible portée.

De grandes quantités de bois et d'autres débris sont transportés par un cours d'eau dont les berges sont sujettes à l'érosion ou dont le bassin versant est urbanisé. Dans ce dernier cas, les débits de pointe peuvent être particulièrement élevés. La photo 2.3.6 montre une rivière avec un potentiel de transport de débris.

Le potentiel de transport de débris d'un cours d'eau peut influencer la sélection du type de pont ou de ponceau, la hauteur, le nombre de travées ou de tuyaux.

Informations à recueillir

- Estimer le potentiel de transport de débris (fort, moyen, faible) à partir de la quantité observée de débris, la pente du cours d'eau, le risque d'érosion de ses berges, la densité des arbres le long des berges et les tendances à l'urbanisation du bassin versant.

- Classer les débris en fonction de leurs dimensions probables :

  – petits: petites branches, brindilles, paille et autre végétation légère, matériaux provenant de la rupture d'un barrage de castor, petits morceaux de bois de charpente, etc.

  – moyens: grosses branches, gros arbustes, souches, petits rondins, traverses de chemin de fer, barrières, bois de charpente, petite remise, etc.

  – gros: arbres, gros rondins, bâtiments en bois, etc.

2.3.7 Castors

La présence de castors peut être un élément à considérer dans la conception hydraulique de ponceaux et de petits ponts car leurs barrages modifient les conditions hydrauliques locales, s’effondrent souvent ou sont démolis par des personnes autorisées. Il peut en résulter des inondations assez fortes pour éroder gravement le lit d'un cours d'eau et endommager les routes et les ponceaux. De plus, les barrages de castors entraînent souvent un exhaussement de niveau d'eau suffisant pour inonder les routes. Occasionnellement, ils sont construits à l'intérieur ou immédiatement en amont des ponceaux, réduisant ainsi la capacité hydraulique de ces derniers.

Informations à recueillir

- Noter s'il y a des barrages de castors à moins de 100 m environ en amont ou immédiatement en aval de la traversée, sur les photographies aériennes ou lors de la visite.

- Noter l'emplacement et les hauteurs approximatives de ces barrages pour évaluer l'importance des problèmes qu'ils posent à la conception de la nouvelle structure et des approches de la route. La photo 2.3.7 montre un barrage de castor en travers d'un cours d'eau.

2.3.8 Navigation

L'information sur le type de bateaux utilisant vraisemblablement le cours d'eau peut influencer le choix entre un pont et un ponceau, le dégagement horizontal et vertical requis et parfois la vitesse maximale permise pour une navigation sécuritaire. Ces critères s'appliquent aux ponceaux ainsi qu'aux ponts sur les cours d'eau navigables.

Informations à recueillir

- Noter le type et les dimensions maximales des embarcations utilisant le cours d'eau. Sur les petits cours d'eau, il faut obtenir cette information des responsables locaux, des exploitants de marina et des résidants; à titre indicatif, mesurer aussi le dégagement vertical de la structure existante, si naturellement il est adéquat. Noter en particulier s'il faut tenir compte du passage de grands voiliers pour le choix de la hauteur et du type de pont.

  Il est à remarquer qu'en amorçant l'étude d'un projet de pont, l'ingénieur doit s'informer du caractère de navigabilité du cours d'eau auprès de la Direction du domaine hydrique du ministère de l'Environnement du Québec. Si le cours d'eau est navigable de par la loi, il doit s'enquérir des exigences du gabarit de la voie de navigation auprès de l'agent régional de la Loi sur la protection des eaux navigables de la Garde côtière canadienne de Transports Canada.

2.3.9 Barrage

La présence d'un barrage sur un cours d'eau peut influencer la conception de la structure et aider à l'évaluation des débits. Un barrage en aval d'une structure peut avoir un effet sur les niveaux d'eau et, par conséquent, sur l'affouillement et le remous au site de la traversée. Un barrage immédiatement en amont peut causer de sérieux problèmes d'érosion allant même jusqu'à l'effondrement de la structure si le barrage devait être emporté par les eaux.

Si la charge hydraulique sur un barrage durant une crue importante est connue, le débit de cette crue peut être calculé à partir des dimensions du déversoir. Le débit de conception peut ainsi être vérifié. Si les enregistrements des débits sont connus de l'entreprise qui exploite le barrage , il n'est plus utile de savoir quelles sont les dimensions du déversoir.

Informations à recueillir

- Noter la localisation d'un barrage existant, soit la distance approximative en amont ou en aval de la traversée du cours d'eau;

- Noter les informations suivantes si le débit au barrage doit être calculé.

  - Les détails de la géométrie du déversoir. La figure 2.3.9a schématise les principaux paramètres.

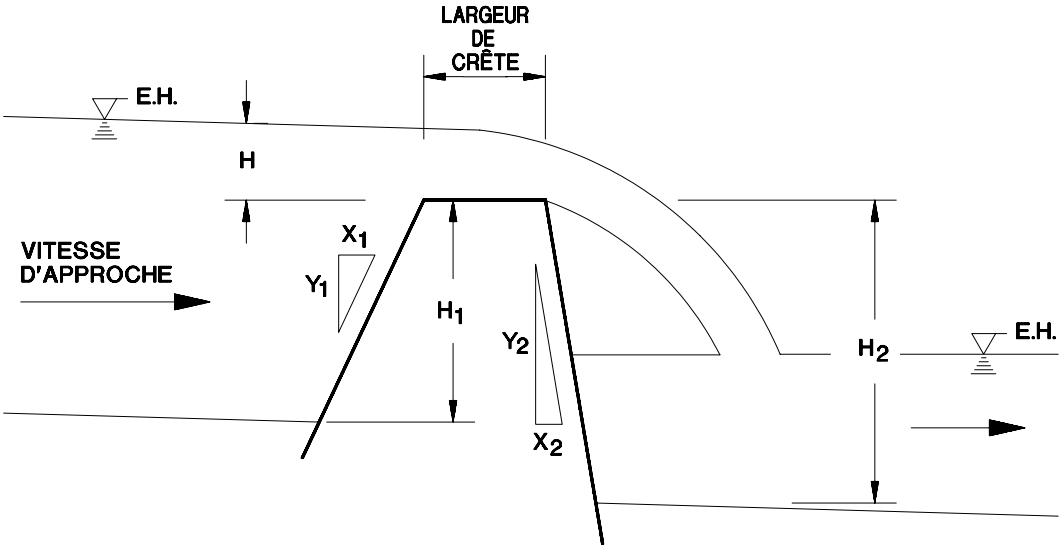
  - Les détails sur les poutrelles en bois empilées les unes sur les autres qui contrôlent l'écoulement des eaux, sur les ouvertures de vannes, sur les débris ou toute autre obstruction présente durant la crue des eaux.

  - Toute l'information sur l'écoulement vers les turbines ou vers un canal de dérivation qui doit être additionné au débit du déversoir.

    - La forme de la crête du déversoir, des culées et des piles.
    - Les détails des dommages déjà encourus au barrage ou à ses approches.
    - Les risques d'un dommage éventuel.
    - Le type de construction (par exemple un remblai de terre et un déversoir en béton avec des poutrelles en bois).

- Noter l'état du barrage et de ses approches. La rupture d'un barrage situé en amont peut gravement affecter la traversée, alors qu'un bris en aval peut augmenter les profondeurs d'affouillement à la traversée.

- Prendre des photographies en notant leurs localisations et leurs orientations. Les photos 2.3.9a et 2.3.9b présentent des photographies de barrages.



AUTRES INFORMATIONS : LONGUEUR DE LA CRÊTE
PROFIL LONGITUDINAL DE LA CRÊTE
LARGEUR DU CANAL D'APPROCHE

NOTE : LA CHARGE H EST LA HAUTEUR D'EAU MESURÉE AU DESSUS DE LA CRÊTE À UNE DISTANCE D'AU MOINS 3H À 4H EN AMONT DU BARRAGE, ET SI C'EST POSSIBLE UNE SECTION TRANSVERSALE EST PRISE À CET ENDROIT.

Figure 2.3.9a Géométrie d'un déversoir de barrage

2.3.10 Contrôles divers

L'évaluation du niveau d'une crue pour un débit donné à une traversée de cours d'eau dépend de la section transversale d'écoulement, du coefficient de rugosité, de la pente du canal en aval et de la plaine inondable.

Toutefois, dans quelques cas, cette évaluation peut être grandement modifiée par d'autres éléments de contrôle en aval du site, tels les barrages (mentionnés précédemment), les lacs, les chutes, les rapides ou la confluence avec un cours d'eau plus important. Ces éléments influenceront la ligne d'eau, l'affouillement à la traversée et également, l'ouverture et la hauteur de la structure.

À titre d'exemple, la hauteur d'une structure érigée près de l'embouchure d'un tributaire sera fonction de l'évaluation de la crue sur le tributaire lorsque la rivière principale est en crue. Par contre, les calculs d'affouillement seront basés sur les caractéristiques de la crue sur le tributaire lorsque la rivière principale est à l'étiage.

Informations à recueillir

Noter toutes les conditions en aval du site de la traversée qui peuvent influencer les niveaux d'eau, y compris :

- un haut remblai de route avec un pont ou un ponceau trop petit;
- un lac;
- la confluence avec un cours d'eau plus important;
- une chute ou des rapides;
- un rétrécissement du canal ou une plaine inondable;
- un changement important du coefficient de rugosité du lit et des berges.

2.3.11 Données spéciales sur le bassin versant

Normalement, les caractéristiques d'un bassin versant sont définies au bureau à partir de l'étude de photographies aériennes ou de cartes topographiques. Cependant, dans des cas spéciaux, il peut être nécessaire d'obtenir des données supplémentaires sur le terrain.

Une telle situation peut survenir quand une vérification de l'estimation du débit de conception révèle une grande divergence entre la valeur des calculs et celle déduite à partir des informations recueillies sur le terrain. Si la divergence demeure après avoir soigneusement vérifié les calculs et les dimensions du bassin versant, il faut examiner la possibilité d'un débordement de crue vers ou à partir d'un bassin versant adjacent à l'aide de photographies aériennes et de cartes topographiques. Les zones de débordement probables doivent être examinées sur le terrain pour y relever des indices possibles tels des débris, et la population locale doit être interrogée à ce sujet. Le débordement d'un bassin versant vers un autre se produit ordinairement sur un terrain plat susceptible d'être inondé, surtout aux endroits où les fossés de route réunissent les deux bassins versants. Un autre lieu de débordement possible est l'endroit où les cours d'eau de deux bassins versants sont très rapprochés et sont séparés par des terres basses.

Sur certaines rivières, les eaux de débordement se déplacent occasionnellement à travers champs sur plusieurs kilomètres, en contournant de nombreuses traversées de cours d'eau. La figure 2.3.11 illustre ce phénomène.

Des changements majeurs dans l'utilisation des terres, par exemple l'urbanisation et la déforestation, qui ne sont pas montrés sur les cartes topographiques et les photographies aériennes, seront délimités aussi précisément que possible sur le terrain. De façon similaire, des marécages récemment drainés ou des boisés éclaircis en permanence pour l'agriculture seront notés.

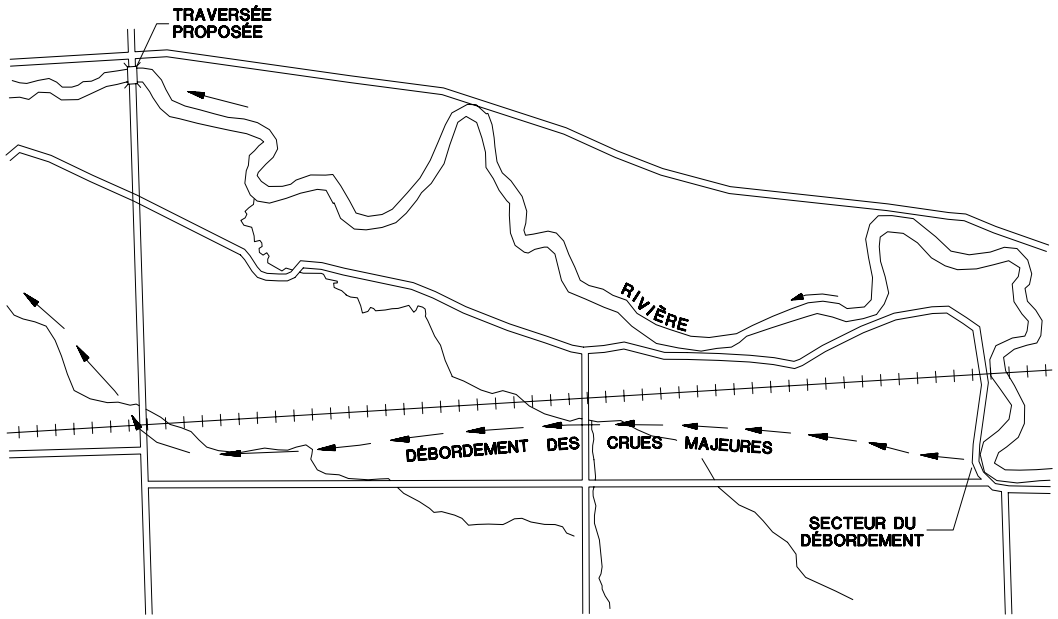


Figure 2.3.11 Écoulement à travers champs contournant le site d'un pont



Photo 2.3.2a Cours d'eau stable



Photo 2.3.2b Cours d'eau instable



Photo 2.3.2C Photographie aérienne. Cours d'eau instable



Photo 2.3.3a Dégradation du lit indiquée par une augmentation de la pente du cours d'eau et une érosion des berges



Photo 2.3.3b Dégradation indiquée par un abaissement du lit en aval d'un barrage



Photo 2.3.3c Seuil en enrochement



Photo 2.3.3d Seuil métallique



Photo 2.3.3e Sédimentation indiquée par la présence de dépôts de gravier dans le lit du cours d'eau



Photo 2.3.3f Sédimentation indiquée par la présence d'un dépôt de gravier dans le lit du cours d'eau



Photo 2.3.6 Potentiel de débris indiqué par l'érosion des berges et la présence d'arbres déracinés



Photo 2.3.7 Barrage de castor à 30 m en amont d'une traversée proposée de cours d'eau



Photo 2.3.9a Barrage - Mur et déversoir en béton avec poutrelles en bois pour contrôler les débris



Photo 2.3.9b Barrage - Déversoir en béton

2.4 TRAVERSÉE PROPOSÉE

Les principaux buts de cette partie de l'enquête sont d'obtenir les données nécessaires pour la conception hydraulique de la structure et déterminer la configuration la plus avantageuse pour la nouvelle traversée.

Le feuillet de la page 3 de 8 du formulaire d'enquête résume les points à examiner. Comme il a déjà été suggéré, l'enquêteur aura intérêt à se familiariser avec le site avant d'effectuer sa visite, à l'aide de plans et de photographies aériennes. Sur place, il doit inspecter le cours d'eau et la plaine inondable assez loin en amont et en aval pour déterminer l'effet sur la route de l'évolution d'un cours d'eau (s'il s'agit d'un cours d'eau en méandres). Si un détournement du cours d'eau apparaît nécessaire, son inspection doit s'étendre au delà de la fin prévue du détournement.

Des photographies de la traversée proposée et des alentours immédiats doivent toujours être prises. Ces photos sont des témoignages en cas de dommages et de réclamations, rafraîchissent la mémoire du concepteur sur les particularités du site et aident à estimer le coefficient de rugosité.

Un croquis regroupant toutes les données nécessaires est essentiel. Si un plan topographique est disponible, une photocopie peut servir à noter les informations recueillies sur le terrain. Le formulaire d'enquête donne une liste des informations requises et un espace pour le croquis. Les feuillets des pages 3 et 4 de 8 du formulaire rempli pour un exemple type d'une enquête sont présentés aux pages 2-12 et 2-13. Les sous-sections qui suivent abordent les points à considérer sur le terrain.

2.4.1 Caractéristiques topographiques

Les informations devant apparaître sur le croquis sont les suivantes :

- canal existant;
- routes existantes, chemins de fer;
- ponts et ponceaux existants;
- limites extérieures de la plaine inondable (qui souvent suivent à peu près les bords du fond de la vallée);
- topographie générale du site, par exemple les collines, les canaux auxiliaires, etc.;

- affleurements rocheux - montrer leur emplacement, la nature du roc et son aptitude probable à résister à l'affouillement. Les surfaces de roc laminé comme du schiste argileux peuvent se détacher sous l'effet de l'écoulement rapide des eaux ou se désintégrer sous l'action du gel et des intempéries. Par contre, un roc solide tel le granite ou le gneiss est extrêmement résistant à l'érosion.

  Même lorsque les affleurements rocheux sont présents sur les deux berges, le fond du lit n'est pas nécessairement de roc, à moins que ce ne soit clairement visible ou que l'enquête puisse le prouver. La présence de roc doit être confirmée par une étude géotechnique avant que des recommandations soient faites pour la protection contre l'affouillement.

2.4.2 Données hydrauliques

Les données hydrauliques qui suivent sont énumérées sur le formulaire d'enquête et doivent être montrées sur le croquis ou sur le plan, ou au verso du feuillet du formulaire si l'espace est insuffisant.

A) Niveaux des eaux hautes

Une estimation fiable du niveau d'eau correspondant à la crue de conception est nécessaire pour les calculs de l'affouillement et du remous et pour déterminer la hauteur minimale de la structure et de la route.

Les calculs des niveaux de crues à partir des caractéristiques du cours d'eau et de la plaine inondable sont souvent d'une fiabilité douteuse en raison de la difficulté d'estimer les coefficients de rugosité et leurs variations dans le temps. Pour cette raison, un effort considérable doit être fourni pour obtenir les données sur le terrain.

Les estimations les plus fiables des niveaux de crue sont habituellement obtenues des résidants et des responsables locaux. Cependant des efforts particuliers doivent être faits pour trouver sur le terrain des indices de niveau d'eau haute tout en sachant que le niveau en question peut avoir été provoqué par une crue de faible période de retour.

Il est essentiel de faire la distinction entre deux types de niveau des eaux hautes: l'écoulement en eau libre et l'écoulement avec une obstruction. Le niveau des eaux hautes (N.E.H.) en eau libre est requis pour les calculs de l'affouillement, du remous et, dans plusieurs cas, pour l'établissement des élévations des soffites de pont et du profil des approches. Le niveau des eaux hautes avec une obstruction tel un embâcle de glace ou de débris, ou un glissement de terrain, est habituellement augmenté et le N.E.H. qui en résulte peut faire rejeter le N.E.H. en eau libre pour l'élévation du soffite et des approches. Il est bon de rappeler que ces deux types de N.E.H. peuvent être influencés par des contrôles en aval tels des barrages ou des lacs, ou par des événements telle la perte d'un barrage en amont.

Idéalement, le N.E.H. en eau libre trouvé sur le terrain doit avoir une période de retour comparable à la crue de conception. Par conséquent, si la période de conception est de 25 ans, un effort doit être fait pour déterminer les deux plus haut N.E.H. observés en eau libre durant cette période. Si le plus haut N.E.H observé en eau libre dépasse largement le second (par exemple de 50%), il est possible que le plus haut niveau soit relié à une crue exceptionnelle pour laquelle une fréquence peut difficilement être estimée. La seconde crue peut alors être supposée d'une période de retour équivalente à la moitié de la période affectée à l'observation du comportement du cours d'eau. Dans ces cas, les informations des résidants et des responsables locaux sont essentielles pour une évaluation plus précise de la période de retour des N.E.H.

En pratique, sur le terrain, l'enquêteur doit faire un effort pour déterminer le N.E.H. extrême observé, tenter d'évaluer sa période de retour à partir des informations des résidants et des responsables locaux et finalement déterminer les conditions d'écoulement, soit en eau libre, soit avec obstruction.

Une crue majeure fournit une excellente occasion d'obtenir des informations fiables sur le N.E.H. Étant donné que plusieurs marques laissées par une inondation disparaissent rapidement ou sont complètement envahies par la végétation, elles doivent être enregistrées aussitôt que possible après l'événement. Si les niveaux ne peuvent être mesurés immédiatement, les lignes de hautes eaux peuvent être indiquées à l'aide de piquets, peinture, etc.

Aux endroits où un N.E.H. ne peut être établi de façon fiable au site de la traversée proposée, le N.E.H. à un pont existant ou à un autre emplacement sur le même cours d'eau peut être transposé à la traversée, en tenant compte de l'augmentation, lors des crues, des niveaux d'eau au-dessus du niveau des eaux du jour (N.E.J.). La sous-section 2.3.1 explique cette technique, qui est acceptable en autant que les conditions hydrauliques soient comparables aux deux sites.

L'autre niveau des eaux hautes sur lequel un effort doit porter est le niveau des eaux hautes annuelles (N.E.H.A.), qui correspond à l'élévation moyenne des crues maximales atteintes normalement à tous les ans. Ce niveau, souvent atteint lors des crues du printemps, laisse sur le terrain des indices plus facilement détectables par les résidants et les responsables locaux. Ce niveau est utile notamment pour établir la relation niveau-débit. Les résultats de cette relation doivent refléter les conditions réelles observées.

Pour les traversées affectées par les marées, les volumes des Tables des marées et courants du Canada, publiés par le ministère des Pêches et des Océans (Canada), donnent des renseignements sur les marées, les courants et les niveaux d'eau marégraphiques. Il peut néanmoins être très utile de recueillir auprès des résidants locaux des informations sur les niveaux géodésiques atteints par les différentes marées.

Informations à recueillir

- Examiner le site pour trouver des marques de hautes eaux, les décrire et noter leur élévation ou leur hauteur par rapport au niveau des eaux du jour (N.E.J.). Noter aussi la fiabilité estimée de la marque (excellente, bonne, passable, faible) en prenant en considération les points suivants :

  - les N.E.H. les plus fiables sont habituellement sur des surfaces parallèles à la direction de l'écoulement;

  - le N.E.H. à une obstruction à l'écoulement, tel un arbre ou une pile de pont, peut être artificiellement plus élevé immédiatement en amont qu'en aval;

  - un N.E.H. historique sur un cours d'eau subissant une dégradation ou une sédimentation peut être respectivement plus haut ou plus bas que la valeur de ce niveau pour les conditions actuelles ou futures;

  - un changement dans l'utilisation des terres du bassin versant (par exemple, l'urbanisation ou la déforestation) ou dans l'état du cours d'eau et de la plaine inondable (par exemple, la construction d'un canal en béton) peut changer radicalement le N.E.H.;

  - les marques des hautes eaux ont très probablement été dépassées antérieurement, puisque plusieurs indices ont une durée de vie très courte;

Les indices types sont:

  - débris fins tels que semences, brins d'herbe, etc. sur les structures, les clôtures et les talus (souvent l'indice le plus fiable dans le cas d'une crue récente);

  - débris grossiers tels que troncs d'arbres, branches, etc. accrochés au tablier du pont ou présents dans la plaine inondable;

  - lignes de lavage ou marques laissées sur les berges dépouillées de leur végétation. Les photos 2.4.2a, 2.4.2b et 2.4.2c illustrent cet indice;

  - boue ou limon déposé sur la végétation, les structures, etc.;

  - marques ou taches laissées sur les structures, les maisons, etc.. Les photos 2.4.2d, 2.4.2e et 2.4.2f illustrent cet indice;

  - lignes sur la neige d'un haut niveau d'eau récent;

- cicatrices laissées sur les troncs d'arbres par des glaces. Ces cicatrices fournissent un enregistrement des N.E.H. assez permanent. Cependant, il faut se rappeler qu'elles représentent seulement les crues d'hiver ou de printemps, qu'elles peuvent représenter les conditions avec embâcle de glace, et que les petits arbres peuvent avoir été pliés par l'écoulement des glaces avant de retourner à leur position initiale. Les photos 2.4.2g et 2.4.2h illustrent cet indice.

- Noter soigneusement toutes les circonstances anormales affectant la hausse du niveau des crues tels les embâcles de glace, les obstructions de débris, les pertes de remblais ou de barrages, les glissements de berges et l'influence de la confluence d'une rivière, d'un lac ou d'un réservoir en aval.

B) Parcours de l'écoulement en crue

La connaissance du parcours naturel de l'écoulement durant les crues est nécessaire pour déterminer le meilleur emplacement et alignement de la structure proposée et, si nécessaire, de la structure de décharge.

Informations à recueillir

- Examiner la plaine inondable à l'aide de photographies aériennes pour déterminer la direction de l'écoulement en crue. Souvent des dépressions ou des canaux bien définis à travers la plaine inondable peuvent être identifiés par des indices se rapportant à l'érosion et à la végétation. Ceci peut habituellement être vérifié sur le terrain à partir de cicatrices laissées sur les arbres par les glaces et des débris empilés contre les arbres, les buissons et les poteaux de clôture. La figure 2.4.2a montre un exemple d'un parcours d'écoulement d'une rivière en crue.

- Indiquer les différents parcours empruntés par l'écoulement sur un plan, une photographie aérienne ou un croquis.

- Si aucun indice ne peut être identifié sur le terrain, estimer le parcours de l'écoulement le plus vraisemblable à partir de photographies aériennes ou d'un plan topographique.

- Vérifier la possibilité d'un écoulement important à travers les champs à l'aide de photographies aériennes et de cartes topographiques. Les résidants locaux devront toujours être interrogés sur ce point si un tel écoulement apparaît probable (voir la sous-section 2.6.4).

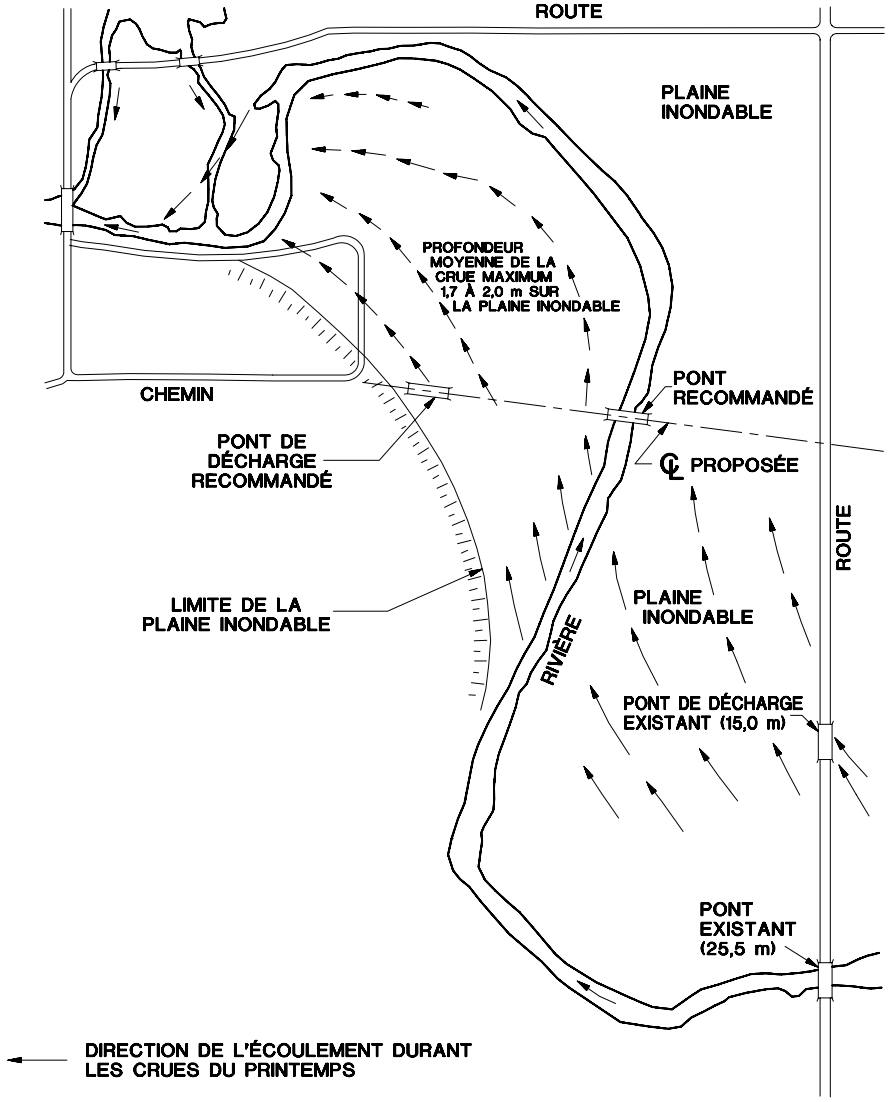


Figure 2.4.2a Parcours de l'écoulement et configuration de la nouvelle traversée

C) Caractéristiques de la rugosité du canal et de la plaine inondable

Si l'équation de Manning est utilisée pour le calcul des niveaux de crue, le coefficient de rugosité (n) pour différents segments du cours d'eau et de la plaine inondable doit être estimé aussi précisément que possible, en n'oubliant pas qu'il y a plusieurs changements incontrôlables et qu'un haut degré de précision est difficile. Le cours d'eau et la plaine inondable doivent être décrits et photographiés de façon à ce que les valeurs de (n) pour les segments puissent être estimées au bureau.

Informations à recueillir

- Examiner le cours d'eau et la plaine inondable et décrire la végétation (par exemple des herbes hautes, des cultures en rangées, des arbustes d'une hauteur de 2.0 m) et les autres caractéristiques de chaque segment de la plaine inondable.

- Noter le type et les dimensions du matériel de surface du lit et des berges du cours d'eau. Voir le point « Matériaux du lit et des berges ».

- Noter les détails sur l'utilisation des terres agricoles (par exemple, des cultures en rangées parallèles à la direction de l'écoulement).

- Noter si les arbustes ou les petits arbres ont vraisemblablement été fléchis et submergés durant la crue.

- Noter les changements significatifs dans les caractéristiques de la végétation en aval.

- Prendre des photographies représentatives du canal et de la plaine inondable.

D) Sections transversales du canal

Les dimensions de la section transversale du canal et de la plaine inondable sont nécessaires pour calculer les niveaux d'eau lors des crues de différentes périodes de retour et pour calculer le remous à une structure.

Bien que les sections transversales du cours d'eau apparaissent sur le plan topographique du site (si on dispose d'un tel plan), il est de bonne pratique de noter aussi les dimensions approximatives sur le croquis du site. Une attention particulière doit être portée à la hauteur des berges. Cette hauteur par rapport à celle de la crue détermine la proportion de l'écoulement empruntant la plaine inondable et par conséquent, influence la courbe de la relation « niveau-débit ».

Lorsque le canal est droit et uniforme, une seule section transversale est suffisante. Étant donné que la section d'écoulement d'un cours d'eau est rarement constante sur toute sa longueur, il est important de définir la section la plus représentative possible du secteur à l'étude.

E) Matériau du lit et des berges

Les études détaillées de fondation sont réalisées pour les ponts et les gros ponceaux (habituellement après les enquêtes sur le terrain), à moins que les géotechniciens ne soient certains que les fondations s'appuient sur le roc. L'étude géotechnique permettra la reconnaissance explicite des sols du lit et des berges.

Bien que le rapport de l'étude géotechnique fournisse des détails du sol sous-jacent au lit du cours d'eau, le lit lui-même n'est pas toujours décrit adéquatement. Une description des matériaux en surface du lit est donc nécessaire pour évaluer l'affouillement aux ponts et aux ponceaux. La description du matériau des berges peut également être utilisée lors de la conception de la protection contre l'érosion ou dans l'estimation du coefficient de rugosité du canal.

Informations à recueillir

Les informations suivantes doivent être notées afin que les observations de l'étude géotechnique puissent être complétées.

- Examiner et classer les matériaux du lit et des berges en accord avec le tableau 2.4.2 présenté à l'annexe 2. Lorsque la classification des matériaux est réalisée, estimer le plus précisément possible le pourcentage de chacun des matériaux.

- Si le matériau du lit est constitué de petits ou de gros cailloux, vérifier si la couche sous-jacente est un sol plus affouillable.

- Si le matériau du lit est meuble, mesurer sa profondeur en sondant avec un jalon ou une tige à différents endroits en travers du cours d'eau. Prendre soin de différencier le matériau original du lit et le matériau moins dense déposé dans une fosse d'affouillement durant la décrue.

F) Érosion et sédimentation du canal

L'érosion passée et future des berges et ultérieurement, la sédimentation peuvent fournir des informations valables pour prédire le taux de déplacement du cours d'eau et aider à déterminer la localisation optimale de la nouvelle structure. L'affouillement naturel du lit peut influencer le type et la profondeur des fondations.

Informations à recueillir

- Examiner le cours d'eau actuel sur le terrain et sur les photographies aériennes pour identifier les zones d'érosion et de sédimentation et localiser ces zones sur un plan, une photographie aérienne ou un croquis.

- Si des photographies aériennes de différentes années sont disponibles, comparer les tracés du cours d'eau afin de déterminer le taux de déplacement. La figure 2.4.2b et la photo 2.4.2i illustrent ces déplacements.

- Estimer et schématiser la localisation projetée des zones d'érosion du cours d'eau basée sur les informations obtenues aux paragraphes précédents.

- Photographier les zones d'érosion actuelles à proximité des propriétés, particulièrement si des dommages apparaissent possibles.

- Noter la présence de fosses d'affouillement d'importance.

- Noter l'existence d'érosion des berges causée par l'action des vagues produites à partir de lacs.

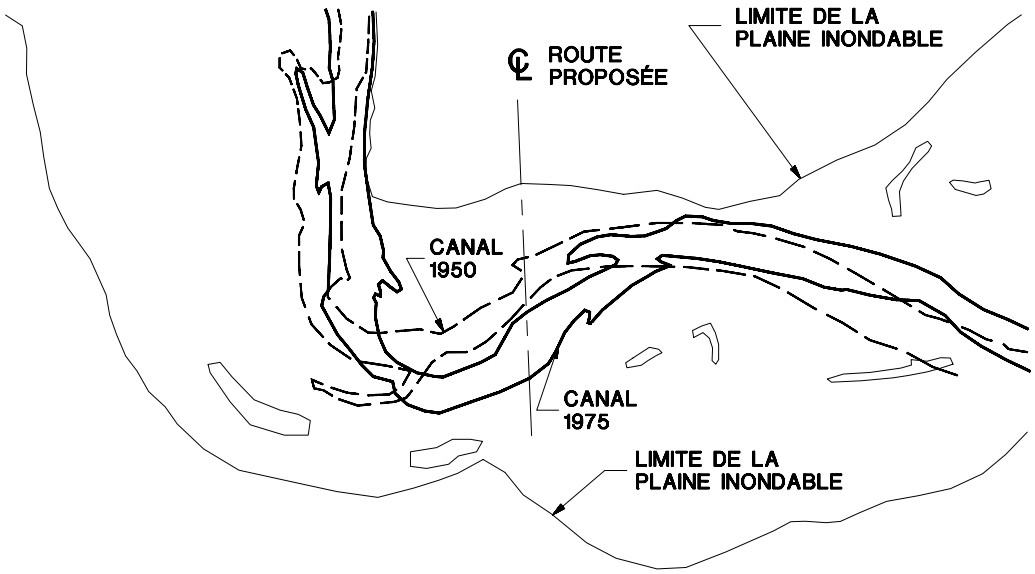


Figure 2.4.2b Déplacement latéral du cours d'eau déterminé à partir de photographies aériennes prises en 1950 et 1975

G) Propriétés potentiellement affectées par la traversée

La construction d'un pont ou d'un ponceau avec un remblai à travers une plaine inondable peut augmenter la valeur du remous. De plus, la concentration de l'écoulement à travers l'ouverture d'une structure peut augmenter la vitesse à travers cette ouverture et, par conséquent, le potentiel d'érosion en aval. Ces problèmes, et d'autres, lesquels peuvent affecter les propriétés situées en amont et en aval, doivent être soigneusement analysés pour éviter des dommages futurs.

Informations à recueillir

- Avec l'aide de photographies aériennes récentes et des plans topographiques (si disponible), identifier les bâtiments construits dans la plaine inondable qui peuvent être affectés par les crues. Identifier aussi les terres pouvant être urbanisées dans les années à venir.

  Les élévations critiques des bâtiments (coins, rebords des fenêtres du sous-sol, premiers planchers) et des terres pouvant être développées devront être établies par un relevé d'arpentage.

- Noter les propriétés et les structures situées en aval du pont ou du ponceau projeté qui peuvent être affectées par l'augmentation des vitesses de l'écoulement. La situation la plus critique est une structure localisée à une courte distance en amont d'un bâtiment construit au sommet d'une berge érodée. Dans cette situation, une augmentation de l'érosion peut donner lieu à une réclamation pour dommages très coûteuse. Dans de tels cas, des photographies de l'état des lieux avant construction peuvent être très utiles.

- Noter les bâtiments situés dans la plaine inondable immédiatement en aval d'une route qui peuvent être affectés par un débordement de l'écoulement au-dessus de la route en cas de très forte crue. L'emplacement de ces propriétés peut influencer la localisation des baisses du profil de la route aux approches des structures.

2.4.3 Configuration de la traversée proposée

Les objectifs poursuivis lors du choix de l'emplacement et de la configuration d'une traversée de cours d'eau par un pont ou un ponceau sont de s'assurer que la traversée soit sécuritaire, économique et d'entretien facile. Ces objectifs sont soumis aux limitations imposées par l'alignement global de la route et par la nature du cours d'eau. La traversée doit aussi tenir compte des impacts environnementaux, des propriétés adjacentes, des intérêts de la navigation et autres utilisations du cours d'eau.

Pour que la conception de la traversée soit satisfaisante, il faut se rappeler que le cours d'eau, la plaine inondable, l'ouverture de la structure, le profil aux approches et les structures secondaires forment ensemble un système dans lequel un changement dans l'une ou l'autre des composantes peut affecter les autres, en partie sinon en totalité.

L'expérience a démontré qu'avant de finaliser la localisation et l'alignement d'une structure, une configuration préliminaire de la traversée doit être faite à partir de l'étude des photographies aériennes et de l'enquête détaillée sur le site. Ensuite, lorsque le relevé d'arpentage et l'étude géotechnique sont disponibles et que les calculs hydrauliques préliminaires ont été réalisés, la localisation finale peut être fixée.

Quelquefois, la route proposée peut ne pas laisser de choix acceptable pour la traversée. Dans ce cas, l'enquête sur le terrain doit être réalisée aussitôt que possible afin qu'il soit possible de modifier le tracé de la route. Dans certains cas, un nouvel alignement peut ne pas être possible, une traversée de qualité inférieure peut alors être acceptée si des mesures de mitigation sont prises pour protéger la structure et la route.

L'importance des enquêtes est fonction des dimensions et de la complexité de la traversée. Le choix de l'emplacement retenu pour le pont peut affecter grandement le coût initial et à long terme d'une traversée. Par exemple, si l'on prend soin d'éviter un fort biais, on réduira de façon significative le coût initial. Dans d'autres cas, l'élimination d'éventuels problèmes majeurs dus à l'érosion réduira les coûts d'entretien à long terme.

Les informations suivantes doivent être ajoutées au croquis du formulaire d'enquête:

- tentative de localisation et d'alignement de la structure;
- détournement du cours d'eau, si nécessaire;
- structure de décharge, si nécessaire;
- protection des berges, si nécessaire.

Une description de ces informations apparaît ci-après.

A) Tentative de localisation et d'alignement

La localisation et l'alignement d'une nouvelle structure doit tenir compte des conditions présentes et prévues au site et dans la zone adjacente.

Informations à recueillir

La traversée proposée doit être examinée soigneusement à l'aide de photographies aériennes et des plans, et lors de l'inspection visuelle sur le terrain. La localisation et l'alignement préliminaires sont par la suite retenus à la lumière des lignes directrices suivantes :

- Si possible, localiser la traversée sur un secteur stable du cours d'eau. Un secteur relativement droit est préférable;

- Sur un cours d'eau relativement droit, aligner la structure avec le canal principal, en tenant compte des déplacements éventuels du cours d'eau;

- Sur un cours d'eau fortement en méandres, autant que possible, localiser l'approche de la route de telle façon que la boucle du méandre en amont soit assez loin pour qu'elle n'attaque pas la route dans un avenir prévisible;

- Si le cours d'eau est en courbe, pour déterminer l'angle du biais des piles, considérer l'effet de la vitesse à la sortie de la structure sur les berges en aval. Au besoin, utiliser un alignement pour les piles ou les ponceaux qui dirige l'écoulement loin de la berge;

- Aligner l'ouverture de la structure en tenant compte des écoulements potentiels à fortes vitesses des structures ou des barrages en amont. Inversement, aligner la structure proposée de telle façon que l'écoulement à la sortie n'affecte pas la route ou une propriété en aval;

- Considérer la largeur du remblai aux traversées en biais pour éviter l'empiétement dans le cours d'eau;

- Prendre en compte les effets de la dégradation du lit du cours d'eau sur le niveau du radier ou la localisation des culées en tenant compte de l'élargissement et de l'approfondissement éventuels du lit;

- Éviter si possible les traversées à canaux multiples. Si cela ne peut être évité, il est préférable d'effectuer des travaux pour redéfinir un lit unique du cours d'eau.

B) Détournements du canal

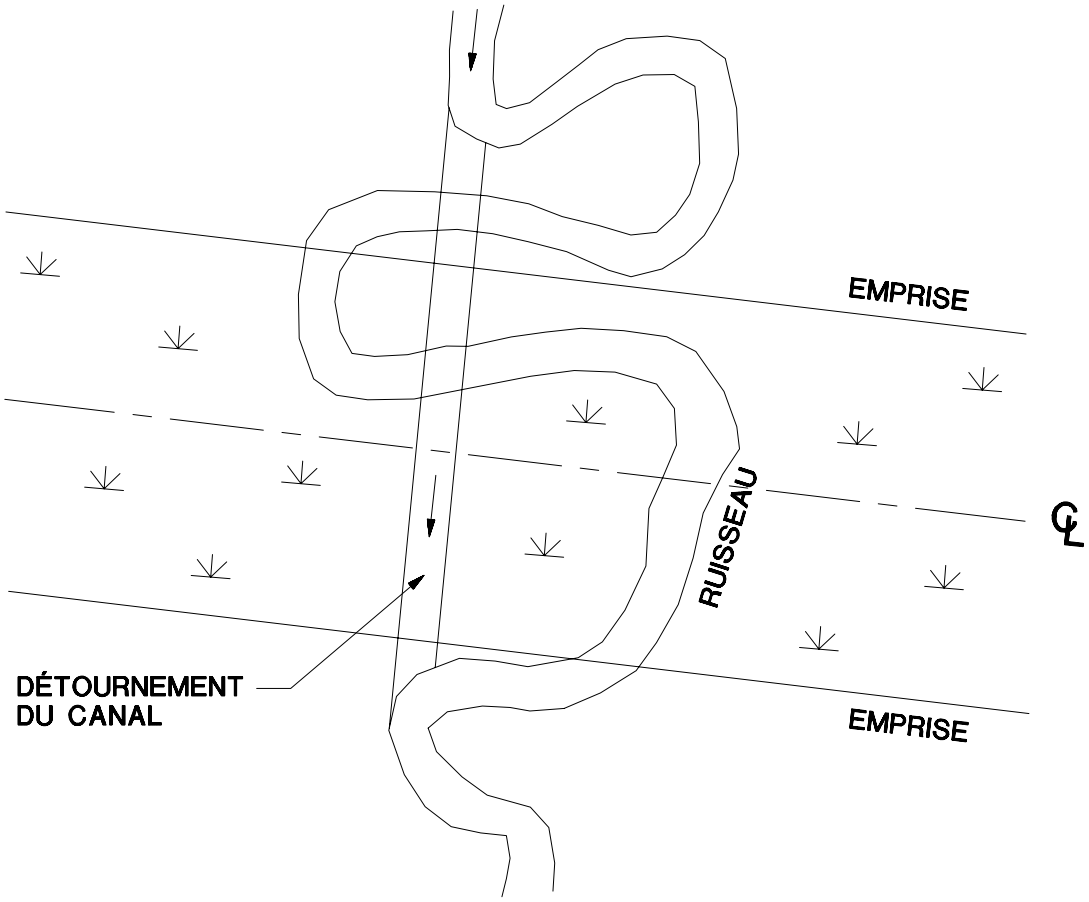
Les détournements doivent être évités mais, aux endroits où ils apparaissent essentiels, le choix de l'alignement doit se faire à l'aide des plans topographiques du site et des photographies aériennes.

Il faut déterminer:

- s’il existe un autre moyen pour éviter un détournement. La figure 2.4.3a illustre un exemple d'un détournement;

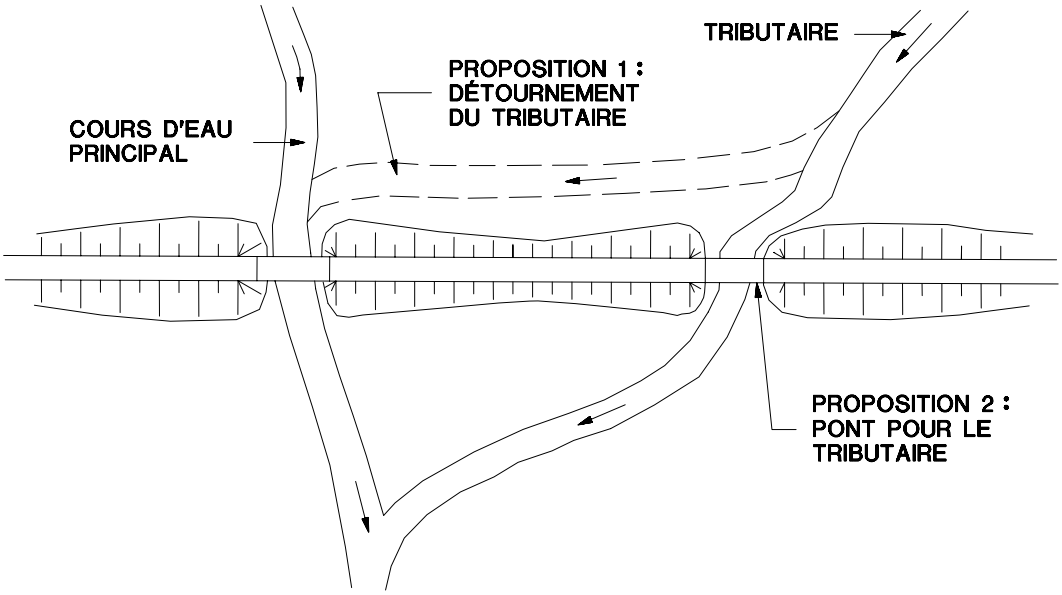
- si le détournement d'un tributaire permettrait de réaliser une économie appréciable. La figure 2.4.3b présente un cas type;

- l'effet du biais sur le coût de la structure;
- les impacts environnementaux du détournement sur les propriétés privées, la végétation, les populations de poissons, etc.;
- si le détournement est nécessaire pour éliminer un problème existant important;
- si le détournement s'adapte bien avec la configuration de l'écoulement naturel lors des crues;
- les conséquences néfastes sur la stabilité du cours d'eau en amont et en aval, spécialement dans le cas d'une coupure de méandre.



EXEMPLE D'UN DÉTOURNEMENT DE COURS D'EAU SANS ALTERNATIVE RAISONNABLE ET SANS EFFET DÉFAVORABLE PRÉVISIBLE.

Figure 2.4.3a Détournement d'un cours d'eau



ALTERNATIVE POUR UN TRIBUTAIRE SE JETANT DANS UN COURS D'EAU PRINCIPAL. LA PROPOSITION 1 EST PROBABLEMENT PLUS ÉCONOMIQUE EN RAISON DE LA LONGUEUR REQUISE DE STRUCTURE PLUS COURTE PAR RAPPORT À LA PROPOSITION 2.

Figure 2.4.3b Détournement d'un tributaire

C) Écoulement de décharge

L'écoulement de décharge est l'écoulement qui contourne la structure principale à une traversée de cours d'eau par un écoulement au-dessus de la route d'approche ou à travers une structure secondaire.

L'écoulement de décharge peut servir à:

- enlever la pression des glaces sur la structure principale lors des embâcles de glace;
- réduire le remous en amont lorsque le canal principal est obstrué par les glaces;
- réduire l'importance des écoulements parallèles à la route de même que le remous, lorsque le pont est localisé sur une large plaine inondable;

- évacuer les eaux lorsque l'élimination du débordement de la route d'approche d'une structure existante n'est pas acceptable;

- fournir une capacité additionnelle aux endroits où la structure principale est insuffisante.

Si des structures de décharge sont nécessaires, elles doivent préférablement être localisées sur le cours principal du débordement dans la plaine inondable. Aux endroits où les embâcles de glace sont fréquents, les structures de décharge doivent être installées à une distance suffisante de la traversée principale afin de ne pas êtres obstruées par les glaces. Les baisses de profil routier aux approches et les structures de décharge ne doivent pas être localisées aux endroits où la concentration de l'écoulement peut affecter les bâtiments en aval.

D) Protection du canal

Noter l'étendue probable de la protection des berges et tous les autres travaux d'entretien nécessaires. Ces travaux peuvent servir à préserver la structure ou la route ou à empêcher l’érosion prévue en aval des structures qui résulterait de l'augmentation de vitesse à travers ces dernières.



Photo 2.4.2a Niveau des eaux hautes d'une crue récente indiqué par une marque de ligne d'eau sur le talus



Photo 2.4.2b Niveau probable des eaux hautes annuelles indiqué par des marques de ligne d'eau sur les berges



Photo 2.4.2c Niveau probable des eaux hautes annuelles indiqué par des marques de ligne d'eau sur les berges



Photo 2.4.2d Taches sur le roc laissées par le jeu des marées



Photo 2.4.2e Niveau des eaux hautes indiqué par des marques sur la pile d'un pont



Photo 2.4.2f Niveau d'une crue exceptionnelle indiqué par une marque de ligne d'eau laissée sur un chalet



Photo 2.4.2g Niveau des eaux hautes assez fréquent indiqué par une cicatrice laissée sur un tronc d'arbre par les glaces



Photo 2.4.2h Niveau des eaux hautes assez fréquent indiqué par des cicatrices laissées sur les troncs d'arbre par les glaces



Photo 2.4.2i Changement dans l'alignement du lit ayant un effet important sur l'écoulement de l'eau à la structure

2.5 STRUCTURES EXISTANTES

Une enquête minutieuse sur le terrain portant sur les ponts ou les ponceaux actuellement en place est très importante dans la conception d'une nouvelle traversée car elle permet de recueillir des informations utiles au concepteur et notamment :

- une évaluation de la capacité hydraulique de la traversée existante;
- les dimensions de la structure existante, qui peuvent servir de base pour les calculs hydrauliques de conception;
- un moyen de vérifier les débits de conception;
- les données servant à déduire le niveau d'une crue de conception ou à vérifier un niveau calculé;
- les données sur l'affouillement, pertinentes à la protection de la nouvelle structure;
- les données sur le taux de creusage ou de dégradation du cours d'eau;
- les informations sur les problèmes à la nouvelle traversée, tels les embâcles de glace et le creusage artificiel.

Les avantages additionnels peuvent être la détection de problèmes sérieux d'entretien et la collecte de données pour des projets de recherche et de développement sur l'hydraulique des ponts et des ponceaux.

Les informations recueillies pour chaque structure existante doivent être notées sur un feuillet séparé (feuillet de la page 5 de 8 du formulaire d'enquête). Les feuillets des pages 5 et 6 de 8 du formulaire rempli pour un exemple type d'enquête sont présentés aux pages 2-14 à 2-17.

Sur des rivières larges, il est habituellement conseillé d'inspecter les ponts existants jusqu'à plusieurs kilomètres en amont et en aval de la traversée proposée. Sur de plus petits cours d'eau, seuls les ponceaux les plus rapprochés en amont et en aval peuvent être inspectés.

Les conditions hydrologiques et hydrauliques peuvent avoir changé à un site depuis la construction d'une structure. Par exemple, les débits peuvent avoir augmenté considérablement à cause de l'urbanisation d'un bassin versant ou peuvent avoir diminué en raison de la construction d'un réservoir de contrôle des débits.

Sur un cours d'eau sans structures situé en région éloigné, il peut être possible d'utiliser les données d'une traversée existante sur une rivière voisine dont les caractéristiques du bassin versant sont similaires. Cependant, les différences dans les conditions d'écoulement des eaux entre les deux sites doivent être soigneusement notées. Les résultats ne doivent être utilisés que comme guide très grossier.

Avant d'effectuer un voyage sur le terrain, on peut gagner du temps en obtenant le plus d'informations possibles à partir des dossiers des structures. Les plans des ponts doivent être examinés et les données pertinentes, tels les ouvertures et les niveaux des eaux hautes, notées; il faut cependant se rappeler qu'occasionnellement, les plans peuvent légèrement différer de la structure existante.

2.5.1 Localisation et description de la structure existante

La localisation de la traversée en relation avec les caractéristiques géographiques doit être décrite avec concision (par exemple, premier pont en aval sur la route 116).

Le type de pont ou de ponceau (par exemple, pont à poutres triangulées en acier, ponceau rectangulaire en béton armé), le nombre de travées ou de tuyaux, et la forme des piles sont brièvement notés. Les caractéristiques spéciales telles des améliorations à l'entrée des ponceaux ou des dissipateurs d'énergie à la sortie sont aussi notés. Des photographies de chaque pont ou ponceau doivent être prises, surtout pour signaler les problèmes significatifs.

2.5.2 Estimation de l'année de la construction

Il est essentiel de connaître l'âge approximatif d'une structure pour apprécier son rendement hydraulique. S'il s'agit d'une structure relativement récente, on aura peu de renseignements sur l'ouverture à moins qu'elle n'ait déjà subi une crue majeure. On peut normalement se renseigner sur l'âge d'une structure en consultant les dossiers des structures ou en s'informant auprès du personnel du ministère des Transports ou des résidants locaux.

2.5.3 Niveaux des eaux hautes

Comme on l'a vu à l'article 2.4.2, il est nécessaire de bien évaluer les niveaux atteints par les crues aux fins des calculs de l'affouillement et du remous, pour vérifier les niveaux calculés des crues et pour choisir le niveau minimal de la structure et du profil de la route et aussi, pour évaluer l'aire effective de l'ouverture d'une structure existante.

Une estimation préliminaire du niveau probable de la crue peut être obtenue en notant le dégagement vertical d'un pont existant, qui aura été construit intentionnellement plus haut que les approches de la route. Dans de tels cas, le niveau extrême de la crue sera souvent plus bas que le dessous du pont. Une telle observation n'est généralement pas valable dans le cas des ponceaux puisqu'ils sont souvent submergés durant les crues importantes.

Informations à recueillir

- Noter si une membrure inférieure d'un pont à poutres triangulées en acier a été fléchie vers l'aval par l'impact des glaces ou de gros débris. La photo 2.5.3 illustre cette situation. Vérifier si le fléchissement n'aurait pas été causé par un mouvement vers l'intérieur des culées et si le pont n'aurait pas été rehaussé à la suite de dommages.

- Noter la présence de débris, de cicatrices laissées par les glaces et toutes les autres marques d'eaux hautes déjà mentionnées à la sous-section 2.4.2.

- Noter les niveaux des marques d'eaux hautes en amont et en aval et le long des berges pour fournir une indication sur l'importance du remous. Ceci est spécialement important pour les ponceaux où le remous est souvent très significatif.

- Vérifier sur les culées et les murs en ailes les marques des eaux hautes souvent indiquées avec de la peinture ou tout autre façon par le personnel d'entretien ou d'autres organismes.

- Noter si une station de jaugeage est installée sur le cours d'eau à proximité de la traversée, plus tard, demander au ministère de l'Environnement les données disponibles sur les crues. Il faut se rappeler que la période d'enregistrement des données peut ne pas inclure les plus fortes crues, puisque la station de jaugeage n'était pas nécessairement en opération durant les années où les plus fortes crues sont survenues.

2.5.4 Écoulement de décharge

Plusieurs ponts et ponceaux sont soulagés d'une proportion importante du débit durant les crues majeures par l'écoulement au-dessus de la route d'approche. La quantité d'eau contournant la structure peut constituer une forte proportion du total, particulièrement si le remblai est très bas ou s'il y a une perte du remblai. Par conséquent, dans l'évaluation de la capacité hydraulique de la structure existante, il est essentiel de prendre en considération la proportion approximative des débits contournant la structure. Négliger cet aspect peut fausser l'évaluation de la capacité hydraulique de la structure. Si aucun indice concluant d'écoulement au-dessus de la route n'est détecté, il faut évaluer la possibilité qu'un tel écoulement puisse se produire en se basant sur les hauteurs de remblais, la présence d'une baisse du profil de la route aux approches, etc.. La photo 2.5.4a présente un cas d'écoulement de décharge.

Informations à recueillir

- Si le profil s'abaisse de façon significative aux approches jusqu'à à un niveau proche du niveau des eaux hautes, un écoulement de décharge doit être soupçonné.

- Noter les indices suivants d'écoulement au-dessus de la route :

  - les dépôts de gravier, en aval des accotements, qui ont été emportés. Ces dépôts peuvent être recouverts de végétation et ne pas être immédiatement apparents. La photo 2.5.4b présente plusieurs indices d'un écoulement de décharge;

  - les clôtures adjacentes à la baisse de profil de la route qui ont été endommagées ou réparées; (voir la photo 2.5.4b)

  - les débris empilés contre les clôtures sur le bord de la route, adjacent à la baisse de profil;

  - les cicatrices des glaces sur les arbres, en aval des baisses de profil de la route;

  - les perrés ou autres protections placés sur la partie aval du remblai, à l'endroit correspondant à une baisse du profil de la route (voir la photo 2.5.4b);

  Il est important de vérifier si l'écoulement vient du cours d'eau et non du drainage local de la route.

- Noter si le remblai aux approches paraît avoir été rehaussé. Comme cette information est habituellement difficile à reconnaître, s'informer auprès des responsables locaux.

- Enregistrer les détails de tous les ponts ou ponceaux de décharge. Prendre spécialement note des fosses d'affouillement ou des dépôts en aval des structures de décharge et des mesures correctrices telles un pavage en béton au niveau du lit.

- Vérifier s'il y a des indices d'écoulement de décharge provenant du fossé de la route. Dans plusieurs cas, les dommages auront été réparés, mais la présence d'un nouveau pavage le long du fossé est une indication d'un problème passé. Vérifier auprès des responsables.

2.5.5 Matériau du lit naturel du cours d'eau

Une connaissance des dimensions et des types de matériau formant le lit du cours d'eau est souvent utile pour estimer les vitesses d'écoulement au passage des ponts ou des ponceaux à contour ouvert.

Informations à recueillir

- Examiner et classer le matériau du lit naturel situé à l'intérieur et immédiatement adjacent à l'ouverture de la structure. Faire cette classification à l'aide du tableau 2.4.2 de l'annexe 2.

- Vérifier, en sondant avec un jalon d'arpentage ou une tige, si la structure n'a pas un radier en béton ou en pierre dissimulé sous un dépôt. Une structure avec un radier peut parfois résister à une forte charge hydraulique sans subir de dommage.

- Vérifier si le matériau dans le cours d'eau sous la structure n'a pas été mis en place intentionnellement pour contrer l'affouillement. Cette vérification peut se faire en comparant le matériau du lit en amont et en aval.

- L'inspection du matériau du lit directement à l'endroit où l'affouillement est relativement profond est habituellement difficile à réaliser. Néanmoins, le type de matériau déposé au delà de la fosse d'affouillement permet d'obtenir l'information nécessaire. Si le matériau provenant de l'affouillement a une grande proportion de grosses pierres à cet endroit, il est raisonnable de supposer que la vitesse au passage de la structure a été suffisante pour déplacer un matériau de cette dimension. Cependant, il peut être imprudent de tirer des conclusions hâtives avant la réalisation de l'étude géotechnique et des calculs préliminaires.

2.5.6 Matériau du radier de la structure

Plusieurs ponceaux et quelques petits ponts ont des radiers de types divers, qui peuvent être en acier ondulé, en béton, en gabion, en perrés ou en un autre matériau. Le matériau du radier sera noté et brièvement décrit si nécessaire. Le radier de protection installé après la construction originale est d'un intérêt particulier puisque cela indique généralement un problème antérieur d'affouillement. La photo 2.5.6 illustre cette situation.

2.5.7 Dommages de l'affouillement et réparations

Les caractéristiques de l'affouillement sous un pont ou un ponceau ou immédiatement en aval peuvent être un indice de la performance de la structure en période de crue. Certains types de dommages et de réparations à la structure révèlent aussi des problèmes d'affouillement.

Informations à recueillir

- Vérifier les signes évidents d'affouillement, y compris :

  - fosse profonde d'affouillement à la structure;
  - fosse d'affouillement immédiatement en aval de la structure. La figure 2.5.7 et la photo 2.5.7a illustrent la situation.

- Mesurer l'étendue approximative de la fosse d'affouillement en aval et décrire brièvement ses dimensions (largeur et longueur) en relation avec l'ouverture (L) de la structure, par exemple (large est plus grand que 3L, moyen varie entre 2L et 3L, petit est moins que 2L). Faire attention en s'assurant que la fosse n'est pas le résultat d'une excavation de main d'homme (par exemple, un trou d'eau excavé par un fermier). Une structure plus petite ayant été antérieurement sur le site de la présente traversée peut également être à l'origine de la fosse d'affouillement.

- Vérifier les dommages dus à l'affouillement et les réparations au pont ou au ponceau, y compris :

  - la présence de fissures significatives ou de mouvement de piles ou de culées qui semblent avoir été causés par un tassement différentiel;
  - la présence de palplanches en acier, particulièrement si elles sont enfoncées seulement autour d'une partie des fondations. La photo 2.5.7b montre un tel cas;
  - le minage des semelles, des murs de tête, des extrémités de ponceaux, etc. Les photos 2.5.7c et 2.5.7d illustrent ce type de dommage;
  - la consolidation du dessous des fondations. La photo 2.5.7e illustre un tel cas;
  - l'inclinaison ou le tassement de piles ou de culées; ces défauts peuvent avoir été réparés en remodelant le sommet de ces piles et culées;
  - des piles ou des culées d'âge différent;
  - les perrés déversés au-dessous des ponts ou des ponceaux, formant souvent de petits rapides sur une section du cours d'eau;
  - la présence d'un radier en béton récemment construit au-dessous des ponts ou des ponceaux, souvent avec de profonds affouillements en aval. La photo 2.5.6 montre un tel cas;

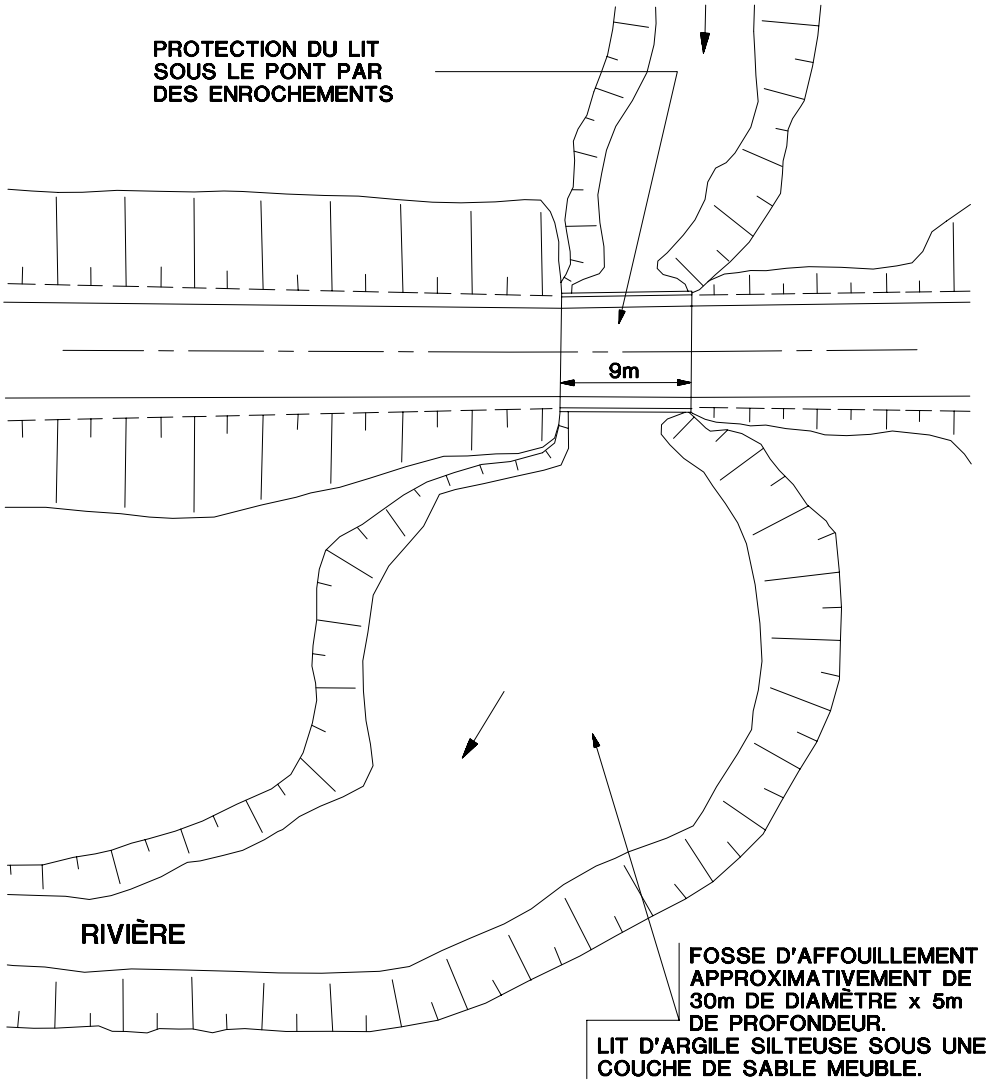


Figure 2.5.7 Fosse d'affouillement en aval d'une structure

En considérant les points ci-dessus, il faut se rappeler que certains types de réparation peuvent avoir été nécessaires en raison de la dégradation ou du creusage artificiel du lit et non de l'affouillement causé par une mauvaise performance de la structure. Il faut veiller à bien faire la distinction entre les trois causes.

- Vérifier la présence des restes de vieilles structures en partie démolies.

- Vérifier s'il y a des indices d'affouillement et de protection contre l'affouillement aux structures de décharge.

2.5.8 Dégradation

L'importance de reconnaître la dégradation a déjà été discutée à la sous-section 2.3.3. Les meilleurs indices sont ceux obtenus à partir de l'inspection des structures existantes.

Informations à recueillir

- Noter la présence d'ouvrages à l'endroit de la structures ou aux abords pour contrer ou atténuer la dégradation, par exemple, des seuils, des déversoirs ou tout autre type d'ouvrage.

- Noter si le niveau général du lit du cours d'eau paraît s'être abaissé depuis la construction du pont ou du ponceau. Par exemple, la semelle d'une pile ou d'une culée peut être minée ou avoir été consolidée pour remédier au minage antérieur. Prendre soin de bien distinguer entre dégradation et creusage artificiel; les cours d'eau dégradés ont habituellement une pente relativement forte alors que les canaux creusés artificiellement sont souvent très plats.

- Noter si un radier en béton ou autres matériaux a été ajouté à la structure et si une dénivellation significative peut être observée dans le lit du cours d'eau immédiatement en aval.

- Estimer le taux d'abaissement du lit à partir du total observé durant la vie de la structure. Ce taux peut être de 300 mm/année ou plus, mais tend à diminuer lorsque le profil du cours d'eau se stabilise. Les plans de la structure originale montrent normalement l'élévation du lit du cours d'eau au moment de la construction. Si les plans ne sont pas disponibles, la dégradation totale peut parfois être estimée par rapport au-dessus des semelles, lesquelles ont souvent été construites au niveau du lit du cours d'eau.

2.5.9 Creusage artificiel

Comme déjà mentionné à la sous-section 2.3.4, les indices d'un creusage antérieur sont beaucoup plus faciles à repérer à partir de l'inspection des structures existantes. Les résidants locaux et le personnel des municipalités seront aussi en mesure de donner des informations à ce sujet.

Informations à recueillir

- Noter si le niveau général du lit paraît avoir été abaissé depuis la construction de la structure, ce que révèlent des indices tels l'élévation du lit par rapport à celle des semelles, le minage des culées ou des travaux de consolidation effectués sur les semelles. La photo 2.5.7e illustre un exemple de consolidation d'une semelle de culée.

- Estimer la profondeur du creusage du lit. La comparaison du niveau actuel avec l'élévation originale indiquée sur les plans des structures existantes, s'ils sont disponibles, aide à cet égard, même s'il faut se rappeler que les plans sont parfois imprécis. En l'absence de plans, on estimera la profondeur par rapport au-dessus des semelles.

2.5.10 Autres informations

Certains problèmes affectant une structure existante ou des caractéristiques comme celles énumérés ci-dessous peuvent faciliter l'évaluation de sa capacité ou de son rendement hydraulique et alerter le concepteur à des problèmes potentiels à la nouvelle traversée.

- embâcle de glace (photo 2.5.10a);

- englacement des ponceaux (formation de glace à l'intérieur) (photo 2.5.10b);

- problèmes de débris (photo 2.5.10c);

- problèmes de castors (aux ponceaux et petits ponts);

- soulèvement partiel à l'entrée d'un tuyau de tôle ondulée (faire la distinction avec un tassement différentiel près du centre du ponceau causé par le poids du remblai);

- déformation excessive d'un tuyau de tôle ondulée;

- glissement ou érosion en aval d'un remblai causé par une infiltration excessive à travers ce remblai;

- cavités sous le pavage causées par l'érosion souterraine produite par l'écoulement de l'eau à travers le remblai ou le terrain naturel;

- sédimentation du lit du cours d'eau;

- déplacement du tablier du pont vers l'aval;

- écoulement significatif à travers un remblai de roches;

- aménagements spéciaux à l'entrée ou à la sortie tels des dissipateurs d'énergie, des barrages, des vannes, des améliorations aux entrées, etc.;

- dénivellation à la sortie d'un ponceau empêchant la remontée des poissons vers l'amont.

2.5.11 Estimation du rendement

Avec le temps, un observateur expérimenté peut souvent se former une opinion sur la capacité ou le rendement de l'ouverture d'une structure. Par exemple, si une fosse d'affouillement profonde et large est observée à un pont ou un ponceau, il est généralement raisonnable d'en déduire que l'ouverture est trop petite.

D'un autre côté, si l'ouverture est obstruée d'une façon significative par des dépôts d'alluvions, c'est que l'ouverture est généralement trop large. Il est cependant possible que le matériau ait été déposé après le passage de la dernière crue ou qu'un écoulement de décharge se soit produit.

L'addition d'un radier artificiel à une structure peut indiquer que l'ouverture est inadéquate, du moins avec le matériau original du radier. L'évaluation d'une nouvelle structure qui n'a pas subi de crue majeure ou une structure qui a connu plusieurs écoulements de décharge doit être entreprise avec grande circonspection.

2.5.12 Dimensions de l'ouverture

Les dimensions de l'ouverture effective d'un pont ou d'un ponceau sont indiquées ci-après. Des croquis d'ouverture de pont sont présentés aux tableaux 2.2.5c et 2.2.5d de l'exemple d'une enquête pour une traversée de cours d'eau.

A) Longueur des ouvertures et de l'angle du biais

Mesurer les ouvertures libres parallèlement à la ligne de centre de la route et estimer l'angle du biais avec la structure. Si l'ouverture est trapézoïdale ou irrégulière, noter les dimensions nécessaires pour définir la forme et l'étendue de l'ouverture. Faire un croquis en notant les dimensions. Estimer la largeur de l'ouverture effective si le pont est mal aligné par rapport à la direction de l'écoulement des eaux. La figure 2.5.12a illustre des exemples de ce cas.

B) Hauteur depuis le soffite jusqu'au profil de la route

Noter les hauteurs à partir du soffite et jusqu'au dessus du tablier du pont. Ces dimensions sont nécessaires parce qu'occasionnellement des ambiguïtés sur les relevés d'arpentage à propos de l'élévation du soffite ont été signalées. Pour les ponceaux, mesurer la hauteur depuis le faîte ou le soffite jusqu'au profil de la route.

C) Hauteur depuis le soffite jusqu'au niveau des eaux du jour

Le dégagement depuis le niveau des eaux du jour (N.E.J.) jusqu'au soffite du pont (ou des dégagements dans le cas d'un soffite en courbe ou en pente), donne souvent une indication préliminaire du dégagement requis à une nouvelle structure.

D) Profondeur d'une baisse de la route à partir du profil de la route à la structure

Si le profil de la route existante n'est pas connu, estimer, à l'aide d'un niveau à main ou d'un autre instrument, la différence d'élévation entre le point le plus bas du profil aux approches et le profil au pont ou au ponceau. Il est essentiel de déterminer le profil de la route pour calculer le débit au-dessus de la route ou pour déterminer le N.E.H. à partir de la profondeur d'eau au-dessus de la route.

E) Profondeur depuis le niveau des eaux du jour jusqu'au lit du cours d'eau

Mesurer les profondeurs des eaux du jour en différents points représentatifs, d'un côté à l'autre de l'ouverture de la structure, et les noter sur le croquis.

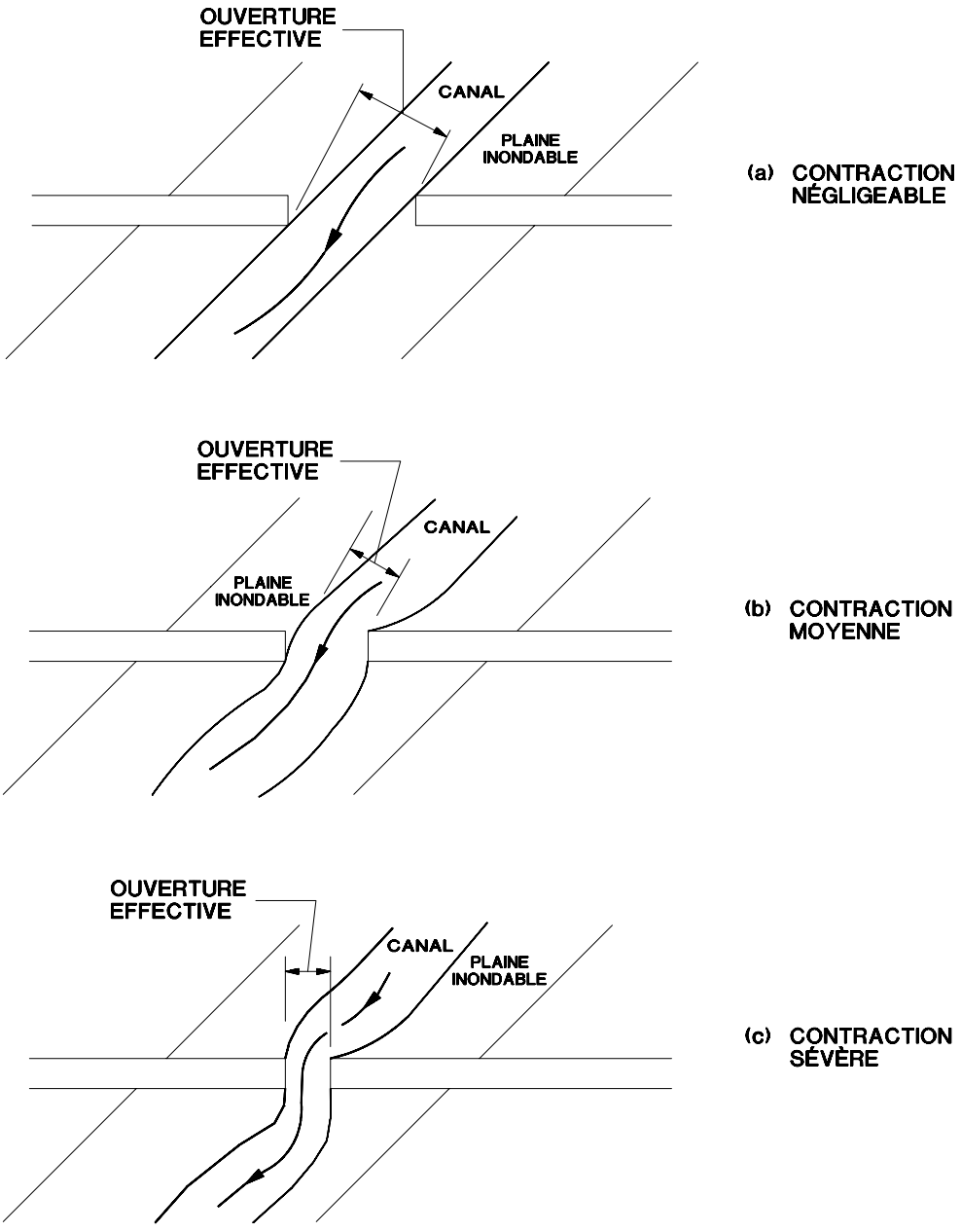
Noter la présence de fosses d'affouillement significatives à proximité de la structure.

F) Profondeur de matériau meuble du lit

Utiliser un jalon d'arpentage ou un autre moyen pour sonder le lit du cours d'eau en différents points, de part et d'autre de l'ouverture, afin de vérifier la profondeur de matériau meuble qui recouvre le vrai fond de la fosse d'affouillement initial. Ce matériau peut avoir été déposé dans la fosse d'affouillement lors de la dernière crue majeure. Considérer aussi les points suivants :

- étant donné la difficulté probable d'évaluer avec précision l'affouillement dans plusieurs cours d'eau, le rapport de l'étude géotechnique, s'il est disponible, peut être consulté avant l'enquête sur le terrain;

- pour des mesures d'affouillement dans une rivière à écoulement rapide, la méthode la plus rapide et précise est probablement le sondage acoustique.



LES LARGEURS SONT MESURÉES PERPENDICULAIREMENT À LA DIRECTION ESTIMÉE DE L'ÉCOULEMENT EN CRUE À TRAVERS LE PONT.

Figure 2.5.12a Ouvertures effectives de ponts mal alignés

G) Profondeur moyenne à distance de la structure

Il est souvent nécessaire de savoir quelle est la profondeur naturelle de l'écoulement des eaux loin de l'influence de la structure pour évaluer la profondeur d'affouillement à la structure. Par exemple, si l'enquête révèle que la profondeur naturelle de l'écoulement est de 1.0 m loin de l'influence de la structure et que la profondeur dans l'ouverture du pont est de 2.1 m, on peut en conclure que la profondeur d'affouillement probable est de 1.1 m.

Cependant, il faut se rappeler que le matériau affouillé déposé en aval peut rehausser sensiblement le niveau d'eau naturel au pont, comme le montre la figure 2.5.12b.

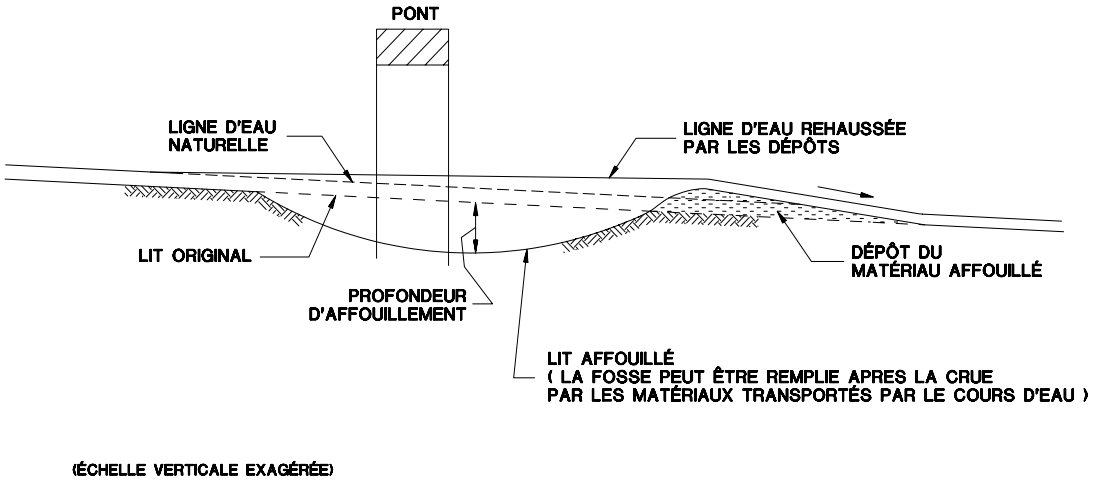


Figure 2.5.12b Profil du lit et fosse d'affouillement à un pont



Photo 2.5.3 Impact des glaces indiqué par le fléchissement d'une membrure inférieure d'un pont à poutres triangulées



Photo 2.5.4a Écoulement de décharge lors d'une crue majeure



Photo 2.5.4b Écoulement de décharge indiqué par la protection, les dépôts de gravier et les débris en aval de la route d'approche



Photo 2.5.6 Problème d'affouillement indiqué par la présence d'un radier en béton installé après la construction originale



Photo 2.5.7a Ponceau probablement trop petit indiqué par une fosse d'affouillement en aval



Photo 2.5.7b Affouillement indiqué par la présence de palplanches et d'enrochement autour de la pile



Photo 2.5.7c Affouillement indiqué par le minage de la semelle d'une culée



Photo 2.5.7d Affouillement indiqué par le minage du mur de tête et de l'extrémité en aval du ponceau



Photo 2.5.7e Affouillement indiqué par la consolidation d'une semelle de culée de pont avec des sacs de sable et ciment et de l'enrochement



Photo 2.5.10a Embâcle de glace en amont d'un ponceau



Photo 2.5.10b Englacement d'un ponceau ayant causé le bris de la route



Photo 2.5.10c Embâcle de débris en amont d'un ponceau

2.6 INFORMATION LOCALE

L'importance d'interroger le personnel d'entretien local du MTQ, les résidants de l'endroit, les responsables municipaux, le personnel du ministère de l'Environnement et les personnes ressources de différents organismes ne doivent pas être négligés car ces personnes sont souvent capables de fournir des informations ne pouvant être obtenues nulle part ailleurs. Ce sont elles, notamment, qui permettent d'établir ou de vérifier les niveaux des eaux hautes.

Le but de cette partie de l'enquête est d'obtenir une information qui ne peut être obtenue par d'autres moyens, pour confirmer ou améliorer les résultats obtenus lors de l'inspection détaillée du site et lors des calculs hydrauliques. Les points à traiter sont énumérés au feuillet de la page 7 de 8 du formulaire d'enquête. Les feuillets des pages 7 et 8 de 8 du formulaire rempli pour un exemple type d'enquête sont présentés aux pages 2-18 et 2-19.

L'information doit être obtenue d'au moins deux sources pour chaque site afin de pouvoir la vérifier par recoupement, ce qui est particulièrement important dans les cas de réclamations, effectives ou possibles, pour dommages.

Les photographies prises par les résidants et les responsables locaux peuvent souvent préciser l'étendue et les causes des embâcles de glace, les niveaux atteints lors des crues, les désastres et le comportement des cours d'eau lors de tels événements. Elles peuvent également fournir des indices très utiles dans les cas de réclamations pour dommages. Des photos de crues peuvent également être disponibles dans les archives des journaux locaux. Les photos 2.6a et 2.6b donnent des exemples de photographies de source locale.

2.6.1 Sources d'informations

- Personnel d'entretien du ministère des Transports.
- Résidants du lieu.
- Ministère de l'Environnement du Québec.
- Hydro-Québec.
- Ministère de l'Environnement du Canada.
- Journaux locaux.
- Autres sources : responsables municipaux, consultants en drainage, personnel d'entretien des chemins de fer, exploitants de marina, policiers, postiers, conducteurs d'autobus scolaires et usagers quotidiens de la route à l'étude.

Bien qu'il soit normalement plus simple et plus rapide d'utiliser le téléphone pour obtenir les informations des différents ministères, des municipalités, etc., il est occasionnellement nécessaire de rencontrer leurs responsables à leurs bureaux ou sur le terrain.

2.6.2 Détails de l'informateur

- Nom et numéro de téléphone : utile dans les cas où des détails supplémentaires sont nécessaires.
- Emplacement par rapport au site : permet à l'intervieweur de juger de la connaissance du site par l'informateur.
- Durée de l'observation : nombre d'années d'observation du cours d'eau par cet informateur. Indique la probabilité qu'il ait pu être témoin d'une crue majeure.

2.6.3 Détails des crues importantes

Il s'agit d'obtenir des détails sur les crues les plus graves survenues au cours des vingt-cinq dernières années ou plus pour les ponts et des dix dernières années pour les ponceaux.

A) Niveaux des crues

Si possible, obtenir les niveaux des deux plus fortes crues. La raison pour laquelle il importe de noter la seconde crue la plus forte, c'est que cette information peut fournir une bonne indication sur leur importance relative. Si la plus forte crue est de beaucoup supérieure à la seconde, des informations additionnelles doivent être recueillies pour s'assurer qu'elle était vraiment exceptionnelle et qu'il n'y a donc pas nécessairement lieu de la retenir dans l'étude de la structure.

Les informations sur les niveaux les plus fiables des crues sont normalement celles qui sont basées sur un objet fixe tel un pont, une maison, une grange ou un poteau de clôture. Au moins deux points doivent être notés pour faire un recoupement. Si possible, ces points peuvent être vérifiés plus tard avec des informations de source différente.

Aux endroits où des réclamations pour dommages sont à craindre, il est doublement important de recouper les témoignages sur le niveau des crues.

Lorsque c'est possible, on obtiendra les niveaux d'eau haute en amont et en aval d'un ponceau ou d'un pont afin d'estimer le remous. Cela permet d'estimer les débits à l'aide des calculs hydrauliques. L'informateur doit noter si une différence appréciable entre les niveaux d'eau en amont et en aval des structures a été observée.

B) Facteurs affectant le N.E.H.

Noter tous les facteurs pouvant affecter les crues, y compris les embâcles de glace et de débris ou la rupture d'un barrage ou d'un remblai en amont.

C) Dates des crues

Essayer d'obtenir les dates approximatives des crues. Il peut être utile de consulter les journaux locaux pour classer chronologiquement les crues, pour établir les corrélations possibles avec les conditions climatiques enregistrées et pour savoir si les crues sont survenues lors des débâcles du printemps ou lors de fortes précipitations d'été ou d'automne.

D) Niveau des eaux hautes annuelles (N.E.H.A.)

Il importe aussi de tenir compte du N.E.H.A., comme on l'a vu à la sous-section 2.4.2. L'informateur doit indiquer le niveau normalement atteint tous les ans par les eaux hautes lors des crues du printemps ou des fortes précipitations d'été et d'automne.

2.6.4 Écoulement de décharge

Il importe de prendre en compte l'écoulement de décharge à une traversée existante, comme on l'a vu à la sous-section 2.5.4.

Informations à recueillir

- **Écoulement au-dessus de la route**

  - Description du débordement (par exemple « du même genre qu'un étang » ou « de même genre que des rapides »).
  - Profondeurs d'eau sur la route.
  - Différence du niveau d'eau en amont et en aval.
  - Indication grossière de la vitesse (rapide, moyenne, lente).
  - Type de la surface de la route (pavé, gravier, etc.).
  - Largeur et profondeur du bris de la route (s'il y a lieu).
  - Facteurs ayant contribué à l'écoulement de décharge, par exemple un canal obstrué ou un embâcle de glace.
  - Hauteur du rehaussement du profil de la route (s'il y a lieu).
  - Quantité de gravier de la route emportée par l'écoulement (grande, petite, etc.).
  - Fréquence du débordement.
  - Dates approximatives.

- **Écoulement traversant les structures de décharge**

  - Description de l'écoulement (rapide, moyen, lent).
  - Hauteur de la charge (si possible).
  - Autres facteurs, tel un pont principal bloqué.

- **Autres contournements de l'écoulement**

  Dans certains cas, un cours d'eau qui déborde traverse les champs sur quelques kilomètres pour reprendre son cours normal en aval ou encore dans un bassin versant voisin. La figure 2.3.11 illustre le phénomène. Dans de telles conditions, une structure existante peut avoir été contournée pendant plusieurs années lors des crues majeures et, par conséquent, ne jamais avoir pris la totalité des crues. Cependant, si des digues ou d'autres travaux sont prévus sur la rivière pour confiner l'écoulement à l'intérieur des berges ou de la plaine inondable, la structure aura à faire face à des débits accrus.

  Les résidants du lieu sont souvent la seule source d'information à ce sujet car les indices montrant qu'une traversée a été contournée de cette façon sont souvent difficiles à déceler. Dans certains cas, l'examen de cartes topographiques et de photographies aériennes peut aider un observateur averti à supposer un tel contournement.

2.6.5 Embâcle de glace ou de débris

Les effets importants d'un embâcle de glace ou de débris ont déjà été discutés aux sous-sections 2.3.5 et 2.3.6. Les résidants du lieu doivent être interrogés sur ces points parce que ce genre d'information est habituellement difficile à obtenir par une inspection visuelle.

Une note doit être faite, à savoir si les résidants considèrent que l'embâcle est causé par une structure existante ou par des conditions naturelles.

2.6.6 Rendement antérieur de la structure

Le personnel d'entretien et les résidants de l’endroit doivent être interrogés sur les points suivants susceptibles d’avoir un lien avec la structure:

- **Profondeurs d'affouillement**

  Le lit du cours d'eau peut avoir été creusé lors d'une forte crue et la fosse d'affouillement remplie de façon naturelle durant et après la régression de la crue. Ce point est vérifié surtout dans les cas où le lit apparaît fortement affouillable.

- **Réparations nécessitées par l'affouillement, la dégradation, etc.**

  Parfois les réparations faites aux culées et aux piles peuvent ne pas être évidentes à l'inspection. L'ensemble des culées et des piles peuvent avoir été replacées après avoir été minées ou des palplanches peuvent avoir été enfoncées pour prévenir un effondrement.

- **Remplissage d'une fosse d'affouillement**

  De la pierre peut avoir été déversée en quelques occasions pour remplir une fosse d'affouillement afin d'empêcher le minage.

- **Remous excessif**

  Dans de rares cas, un ponceau ou un pont avec un radier non affouillable peut avoir subi un remous de plusieurs mètres. Ceci ne signifie pas nécessairement que la structure n'est pas valable, dans la mesure où aucun problème n'est causé en amont. L'information peut cependant être utile pour le calcul des débits ou pour vérifier les dimensions de la structure proposée.

- **Embâcle de glace ou de débris à la structure**

  Plusieurs embâcles de glace sont causés par les conditions d'écoulement du cours d'eau plutôt que par la présence des ponts et des ponceaux mais occasionnellement une structure peut être la cause d'un embâcle.

  Les embâcles de débris se produisent plus souvent aux ponceaux. Les castors peuvent aussi être la cause de problèmes aux ponceaux mais rarement aux ponts.

- **Rehaussement du tablier de la structure**

  Des poutres peuvent avoir été rehaussées pour améliorer le dégagement. Ceci n'est pas toujours évident lors de l'inspection et doit être vérifié à partir d'information locale.

- **Soulèvement des piles**

  Sur les lacs, les réservoirs, etc., où un couvert de glace solide peut monter et descendre avec la variation des niveaux d'eau, vérifier si les piles exposées du pont ont déjà été soulevées par les glaces.

- **Indice d'érosion souterraine**

  Des cavités sous la route à l'endroit des ponceaux ou derrière les culées de pont peuvent indiquer une infiltration d'eau excessive à travers le remblai.

2.6.7 Informations diverses

Si l'un des points suivants semble avoir un rapport avec le site à l'étude, des efforts doivent être faits pour obtenir l'information à partir des sources locales dans le but de confirmer, de réfuter ou de compléter l'information obtenue par l'inspection sur le terrain.

	Sous-section
• Creusage passé ou futur du cours d'eau	2.3.4
• Inondation de propriétés	2.4.2
• Bris de barrage en amont ou problèmes semblables	2.3.9
• Problèmes d'érosion des berges	2.4.2
• Problèmes de castors (sur les petits cours d'eau)	2.3.7
• Navigation	2.3.8
• Information sur le sous-sol (les résidants locaux ont	
• parfois de l'information utile sur les conditions du	
• sous-sol, les conditions de la nappe phréatique, les	
• fondations du pont existant, etc.)	2.4.2
• Information sur les poissons	2.2.3
• Plans pour les projets de contrôle d'inondation, etc.	
• (ministère de l'Environnement)	------
• Autres informations :	
– Billes de bois (sur certaines rivières)	------
– Localisation de débordement majeur du cours	2.4.2
– d'eau	
– Détournement de bassins versants	2.3.11



Photo 2.6a Photographie d'une propriété inondée prise par un résidant



Photo 2.6b Photographie de la chute d'un pont prise par le personnel d'entretien du MTQ

RÉFÉRENCES

1. Harris, J.D. Field Investigations For Water Crossing. MTC Drainage Manual. Ontario. 1986.

2. Gagnon, Gaétan. Manuel des ponceaux. Ministère des Transports du Québec. Service de l'hydraulique. 1973.

3. Manuel des normes opérationnelles. Ministère des Transports du Québec. Service de l'arpentage foncier. 1988.

4. Ponts et ponceaux. Lignes directrices pour la protection environnementale du milieu aquatique. Ministère des Transports du Québec. Service de l'environnement. 1992.

5. Ramette, Marcel. Surveillance et comportement des fondations d'ouvrages d'art en site aquatique - Aspect hydraulique. La Houille Blanche/N 1-1982.

ANNEXE 2

ENQUÊTE SUR LE TERRAIN

TABLE DES MATIÈRES

Glossaire		2A-1
Tableau 2.2.1	Liste de vérification de l'équipement	2A-3
Tableau 2.4.2	Classification des matériaux du cours d'eau	2A-4

Glossaire

Affouillement : abaissement local du lit d'un cours d'eau par l'action érosive de l'écoulement des eaux.

Baisse de profil : différence d'élévation entre le point le plus bas du profil de la route d'approche et le profil à l'endroit du pont ou du ponceau.

Biais : angle entre une ligne perpendiculaire à l'axe de la route et l'axe des appuis d'un pont ou l'axe longitudinal d'un ponceau.

Confluence : endroit où deux cours d'eau se rejoignent.

Dégradation : abaissement progressif du niveau général du lit d'un cours d'eau causé par l'érosion dans le temps.

Englacement : accumulation graduelle de glace dans un ponceau ou un canal, généralement par couches successives, résultant de la congélation du suintement des terres ou de l'écoulement des eaux.

Expansion thermique : expansion d'un couvert de glace causée par des variations de température.

Frasil : spicules, plaques ou discoïdes de glace de petites dimensions en suspension dans l'eau, qui se forment dans les lacs et les rivières où l'eau est turbulente et en surfusion.

Marque d'eau haute : indice tels des débris, des cicatrices de glaces indiquant un N.E.H..

Minage des semelles : abaissement du lit jusqu'en dessous des semelles lors d'un affouillement ou d'une dégradation.

Niveau des eaux du jour (NEJ) : élévation de l'eau au moment de l'enquête sur le terrain.

Niveau des eaux hautes (NEH) : élévation la plus haute atteinte lors d'une crue des eaux.

Niveau des eaux hautes annuelles (NEHA) : moyenne des élévations maximales atteintes normalement à tous les ans.

Niveau des eaux hautes extrêmes (NEH_{EX}) : élévation maximale à un site durant la durée totale de l'observation.

Remous : augmentation du niveau de l'eau en amont causée par la présence d'un pont ou d'un ponceau ou de toute autre contraction ou obstruction à l'écoulement des eaux.

Sédimentation : exhaussement progressif du niveau général du lit d'un cours d'eau causé par l'accumulation des sédiments.

Seuil : petit barrage construit dans un cours d'eau pour réduire la pente, diminuer la vitesse d'écoulement, minimiser l'érosion et parfois provoquer de la sédimentation.

Soffite : surface inférieure de la superstructure d'un pont ou d'un ponceau (le dessous des poutres d'un pont ou le point haut de la circonférence d'un tuyau).

Sondage acoustique : mesure, à l'aide d'un instrument, du temps pris par une onde sonore pour voyager de la surface de l'eau jusqu'au lit du cours d'eau pour déterminer la profondeur de l'eau.

Structure auxiliaire : voir structure de décharge.

Structure de décharge : pont ou ponceau auxiliaire installé sur la route d'approche pour permettre l'écoulement des eaux d'une plaine inondable.

Structure secondaire : voir structure de décharge.

Tableau 2.2.1 Liste de vérification de l'équipement

DOCUMENTS

- Cartes topographiques
- Photographies aériennes
- Feuilles du formulaire d'enquête
- Plans topographiques, profils, etc.
- Cartes routières
- Identification du Ministère / cartes d'affaire
- Informations diverses :
  - Adresse et no de tél. des personnes à rencontrer
  - Dates des crues si elles sont connues
  - Données disponibles sur le N.E.H.
  - Notes de terrain des projets antérieurs dans le voisinage

ÉQUIPEMENT STANDARD

- Crayons; crayons gras pour photographies aériennes
- Cartable ou planche à pince
- Ruban à mesurer ($\pm$ 30 mètres)
- Ruban à mesurer ($\pm$ 3 à 5 mètres)
- Jalon d'arpentage (3 ou 4 sections vissées ensemble)
- Caméra et films
- Chapeau de sécurité
- Veste de sécurité
- Niveau à main
- Chaussure de travail approuvée
- Insecticide
- Vêtement de pluie

ÉQUIPEMENT SPÉCIAL (si nécessaire)

- Gilet de sauvetage
- Matériel de survie pour les voyages en régions éloignées et boisées (boussole, allumettes à l'épreuve de l'eau, trousse de premiers soins, nourriture et eau)
- Corde
- Appareil de mesure de la vitesse et accessoires
- Chronomètre ou montre
- Bateau, moteur et accessoires
- Radio (Walkie Talkie)
- Équipement de signalisation (panneaux, cônes, etc.)

Tableau 2.4.2 Classification des matériaux du cours d'eau

CLASSIFICATION	DESCRIPTION	%
Roc	Roc solide continu	_____
Gros caillous	Diamètre > 250 mm	_____
Cailloux	Diamètre 75 à 250 mm	_____
Gravier	Diamètre 5 à 75 mm	_____
Sable	Diamètre < 5 mm	_____
Silt	Grains à peine visibles sans cohésion plasticité négligeable	_____
Argile	Grains non visibles Cohésion Plastique lorsque humide	_____

CHAPITRE 3

HYDROLOGIE

TABLE DES MATIÈRES

3.1	**GÉNÉRALITÉS**	3-1
3.2	**LA « MÉTHODE RATIONNELLE »**	3-2
3.2.1	Origine	3-2
3.2.2	Hypothèses de base	3-2
3.2.3	Discussion	3-3
3.3	**SUPERFICIE DU BASSIN VERSANT « A_b »**	3-6
3.4	**COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT « C_P »**	3-8
3.4.1	Définition	3-8
3.4.2	Classification hydrologique des sols	3-11
3.4.3	Pente moyenne d'un bassin versant « S_b »	3-17
3.5	**INTENSITÉ DE PRÉCIPITATION « I »**	3-18
3.5.1	Intensité de précipitation	3-18
3.5.2	Temps de concentration « t_c »	3-23
3.6	**INFLUENCE DES LACS ET MARÉCAGES**	3-26
3.7	**PÉRIODE DE RETOUR POUR LA CONCEPTION**	3-28
3.7.1	Risque et période de retour	3-28
3.7.2	Coefficient de conversion	3-30
3.8	**EXEMPLE PRATIQUE**	3-31
3.8.1	Limites des bassins versants	3-31
3.8.2	Utilisation du sol	3-31
3.8.3	Pente moyenne des bassins versants	3-34
3.8.4	Coefficient de ruissellement	3-36
3.8.5	Intensité de précipitation	3-37
3.8.6	Coefficient de correction de l'intensité de précipitation	3-38
3.8.7	Calcul du débit	3-40
RÉFÉRENCES		3-43
Annexe 3	Hydrologie	

3.1 GÉNÉRALITÉS

Dans sa définition la plus large, l'hydrologie est la science qui traite de l'étude des eaux. Ce manuel s'intéresse à l'aspect de l'hydrologie qui étudie plus spécifiquement le ruissellement de surface.

Un des éléments fondamentaux, influant généralement de façon directe la conception d'une structure du type ponceau, est le débit liquide que l'ouvrage projeté aura à faire transiter au site à l'étude.

Plusieurs méthodes permettent de déterminer cette valeur.

Parmi celles-ci, le Service conception a adapté la **méthode « rationnelle »**, méthode empirique, pour la détermination du débit de pointe des bassins versants d'une superficie inférieure à 25 km^2.

L'équation originale de la méthode rationnelle est la suivante :

$$Q = C_p \cdot I \cdot A_b \qquad (3.1a)$$

où
- Q : débit de pointe (pi^3/s)
- C_p : coefficient de ruissellement
- I : intensité de la précipitation (po/h)
- A_b : superficie du bassin versant (acre)

L'équation précédente, reformulée en unités métriques, devient :

$$Q = \frac{C_p \; I \; A_b}{360} \qquad \text{(métrique)} \qquad (3.1b)$$

où
- Q : débit de pointe (m^3/s)
- C_p : coefficient de ruissellement
- I : intensité de la précipitation (mm/h)
- A_b : superficie du bassin versant (hectare)(ha)

3.2 LA « MÉTHODE RATIONNELLE »

3.2.1 Origine

L'origine précise de cette méthode reste quelque peu obscure. La littérature américaine l'attribue à Kuichling vers 1889 bien que les principes de l'équation aient été explicites dans les travaux de Mulvaney vers 1851; la littérature britannique l'attribue à Lloyd-Davis vers 1906; la littérature française, quant à elle, à Caquot ...

Elle est fondamentalement issue de l'observation qu'une précipitation d'une hauteur de un pouce (1 po) tombant en une heure (1 h) sur un terrain d'une superficie de un acre (1 ac) et ruisselant à 100%, équivaut à un volume de un pied cube par seconde (1 pi^3/s).

La simplicité de cette méthode est la raison première pour laquelle elle est largement utilisée depuis plus d'un siècle.

3.2.2 Hypothèses de base

Plusieurs hypothèses sous-tendent la méthode « rationnelle ».

La principale est celle-ci :

> *Lors d'une précipitation d'une intensité constante et d'une distribution uniforme sur un bassin versant, le taux maximal de ruissellement se produit lorsque la superficie entière du bassin contribue à l'écoulement à l'exutoire.*

En d'autres mots, le débit maximal se produit lorsque la durée d'une précipitation d'intensité constante et de distribution uniforme est égale au temps de concentration du bassin. Ce temps est défini comme le temps que prendra l'eau de ruissellement pour parcourir la distance entre le point le plus éloigné de l'exutoire et ce dernier.

Cette hypothèse principale s'accompagne des hypothèses complémentaires suivantes :

> *Pour une précipitation d'une durée égale au temps de concentration, la période de retour du débit de pointe est identique à celle de la précipitation.*
>
> *Le taux maximal de ruissellement est une fraction du taux de précipitation : la relation est donc linéaire entre le débit et la précipitation.*
>
> *La relation entre le débit de pointe et la taille du bassin est la même que celle existant entre la durée et l'intensité de la précipitation.*

Le coefficient de ruissellement est le même pour des précipitations de différentes périodes de retour et pour tout événement de précipitation sur un même bassin versant.

Le graphique de la figure 3.2.2 traduit l'hydrogramme-type résultant de l'application stricte de la méthode rationnelle.

3.2.3 Discussion

Selon la littérature, les hypothèses énumérées à l'article 3.2.2 peuvent, à la limite, être valides pour des surfaces pavées se drainant dans des conduites fermées de dimensions et de caractéristiques hydrauliques bien définies. Cette équation a donc été et est toujours largement utilisée pour concevoir des systèmes de drainage pluvial en zone urbaine.

La justesse des hypothèses ci-haut mentionnées tient cependant beaucoup moins lorsque la méthode est appliquée à des bassins versants de type rural.

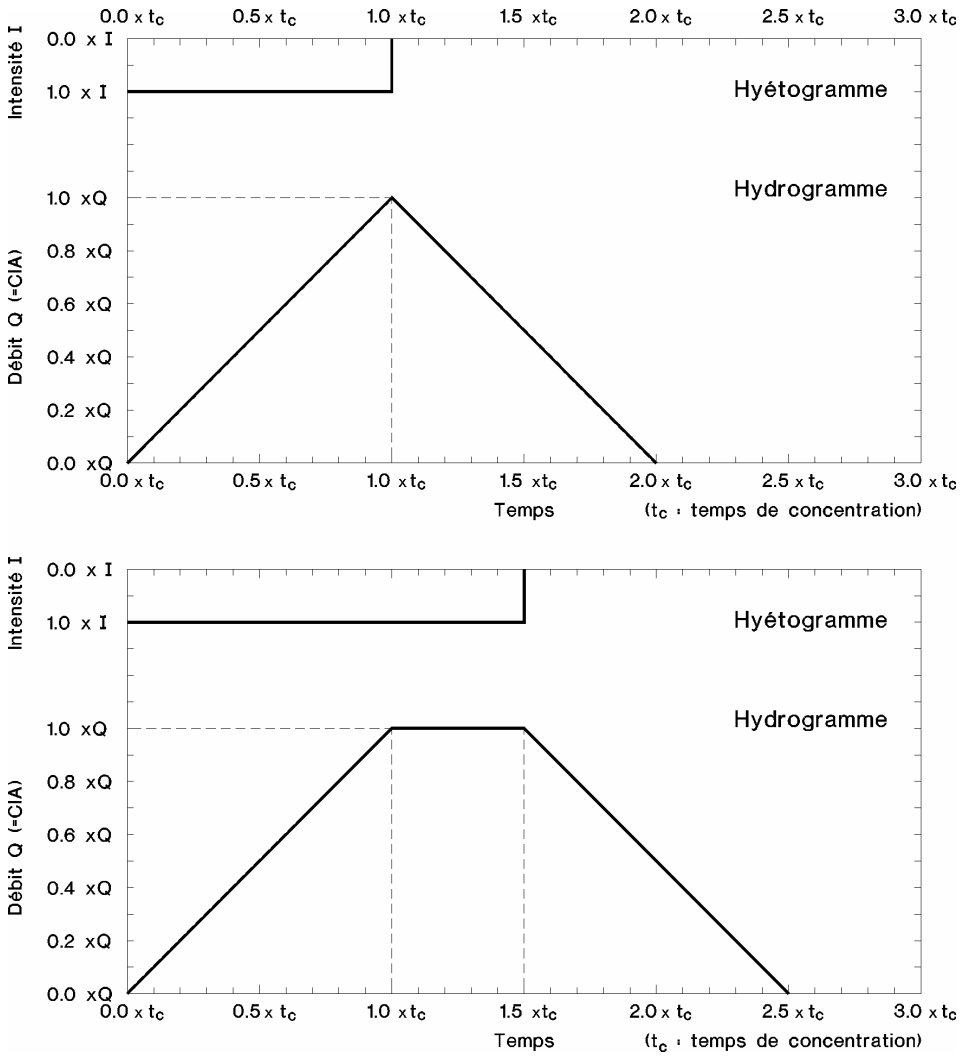


Figure 3.2.2 Hydrogramme-type de la méthode rationelle

Différents auteurs ont démontré que le temps d'écoulement le long d'un bassin versant varie en fonction de l'importance du débit : ceci élimine le concept de temps de concentration unique pour un bassin versant. Cette constatation est tout à fait conforme aux lois de l'hydraulique et détruit, à elle seule, la justesse de l'utilisation de la méthode rationnelle.

D'autres ont établi qu'une précipitation d'une certaine période de retour ne provoquait pas un ruissellement d'une période de retour identique. En effet, en tenant compte de l'impact des conditions antécédentes d'humidité (influençant l'infiltration, la rétention, l'évapotranspiration, etc.) sur la réponse hydrologique d'un bassin, cette constatation s'avère tout à fait réaliste. L'hypothèse d'un coefficient de ruissellement unique pour un bassin versant est tout aussi discutable pour les mêmes raisons.

Certains organismes ont fait étudier une même série de bassins versants par plusieurs spécialistes et ont ensuite comparé les résultats obtenus. Les conclusions de ces spécialistes ont fait état de différences relatives sur les débits de pointe allant jusqu'à 400%.

Ces différences importantes dans l'application de la méthode rationnelle sont dues, en majorité, à la très grande diversité des méthodes de détermination du coefficient de ruissellement et du temps de concentration des bassins versants à l'étude.

La Direction des Structures a donc tenté de développer une marche à suivre qui vise à uniformiser l'évaluation des différents paramètres de la méthode rationnelle, ceci dans le but de réduire au maximum l'écart entre les débits évalués par différentes personnes.

Malgré la discussion précédente sur l'inadéquation générale de la méthode rationnelle, en faisant le sommaire de l'expérience accumulée, l'utilisation soignée de cette méthode permet de calculer des débits de pointe qui recoupent de près, dans une majorité de cas, les valeurs observées ou reconstituées par enquête hydraulique aux sites étudiés.

Cette méthode permet donc d'obtenir des résultats convenables pour fin de drainage routier. Il est cependant essentiel de faire ressortir que l'écart-type sur la valeur de débit calculé est considérable et ce, pour toutes les raisons énumérées précédemment.

3.3 SUPERFICIE DU BASSIN VERSANT « A_b »

La détermination de la superficie du bassin versant drainé par un cours d'eau à un site particulier est une opération préliminaire essentielle à toute étude pour établir les dimensions minimales d'une structure au point de vue hydraulique. Elle permet d'avoir sur le champ une idée de l'envergure du projet. C'est le point de départ de l'estimation des débits.

Le bassin versant est le territoire géographique qui alimente en eau le cours d'eau au droit de l'ouvrage projeté. Il est limité par la ligne de partage des eaux qui est confondue, en général, avec la ligne des crêtes et qui coupe perpendiculairement toute ligne de niveau (les éventuels transferts souterrains sont ignorés). Un exemple est présenté à la figure 3.3a.

Les quelques remarques suivantes s'appliquent en tout temps :

Les limites d'un bassin versant peuvent être déterminées de plusieurs façons: directement sur le terrain, sur cartes topographiques, sur tout plan à l'échelle ou à l'aide de photographies aériennes. À noter que la mesure de superficie directement sur une photographie aérienne est entachée d'erreur : les limites du bassin, identifiées à l'aide de cette dernière, doivent être reportées sur une carte topographique et la superficie mesurée sur celle-ci.

Un marécage peut appartenir simultanément à plusieurs bassins versants. Dans ce cas, l'interprétation de ses limites doit généralement se faire en retenant celles menant à une plus grande sécurité.

La plupart des routes sont bordées par un ou plusieurs fossés de drainage. La route limite donc souvent le bassin versant.

Le drainage agricole peut modifier de façon extensive les limites d'un bassin versant. L'enquête sur les lieux ou une bonne connaissance de la région permet d'en déceler l'existence. En cas d'incertitude, le responsable local du Ministère de l'Agriculture, des Pêcheries et de l'Alimentation (MAPAQ) peut fournir une information valide.

En zone urbaine, la présence d'un réseau d'égout pluvial peut aussi modifier sensiblement les limites d'un bassin versant. Les responsables municipaux sont généralement en mesure de fournir tous les renseignements pertinents quant à l'étendue du réseau en question.

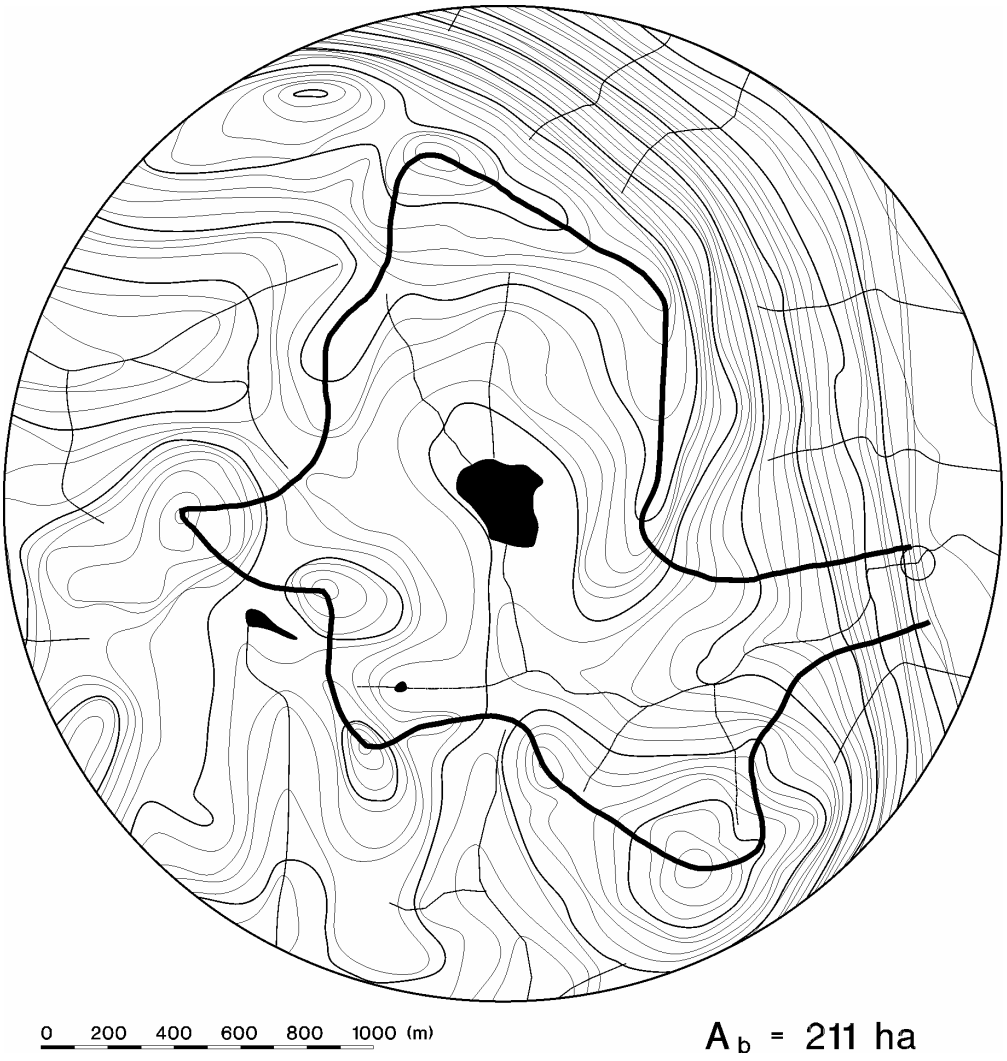


Figure 3.3a Schéma d'un bassin versant type

3.4 COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT « C_P »

3.4.1 Définition

Le coefficient de ruissellement est la variable la plus imprécise de la méthode rationnelle.

Ce coefficient représente le rapport du débit de pointe sur l'alimentation en pluie, soit (Q/IA); il n'est considéré valide généralement que pour la pointe de la crue. En d'autres mots, il s'agit d'un coefficient de ruissellement de pointe.

Ce coefficient est considéré comme un rapport non-volumétrique. Il ne doit pas être confondu avec le coefficient volumétrique d'écoulement qui représente, quant à lui, le quotient du volume ruisselé sur le volume précipité.

L'eau qui ne ruisselle pas est interceptée par la végétation, retenue dans des dépressions ou s'infiltre purement dans le sol.

Le coefficient de ruissellement est adimensionnel et ses valeurs théoriques se situent entre (0) et (1). Il est habituellement choisi en fonction du type et de l'utilisation des sols, présente ou future, ainsi que de la topographie du territoire. Les tableaux 3.4.1a et 3.4.1b donnent les valeurs du coefficient de ruissellement de pointe utilisées par la Direction des Structures en fonction de ces divers paramètres.

Afin d'éliminer, le plus possible, l'arbitraire dans la sélection de cet important paramètre, la méthode utilisée est la suivante :

À l'aide des cartes pédologiques, des cartes de dépôts de surface, des cartes de dépôts meubles, des photographies aériennes ou de toutes autres sources pertinentes de renseignements, les types de sols recouvrant le territoire drainé sont identifiés et classifiés ensuite selon leur texture en utilisant une méthode qui s'inspire de celle du « Soil Conservation Service » (SCS). Cette méthode tente de classifier chaque texture de sol selon sa réponse hydrologique potentielle.

Les superficies relatives de chaque catégorie de sol sont ensuite déterminées en fonction de l'utilisation du territoire et de la pente moyenne du bassin versant. Une pondération finale en fonction de la superficie donne le coefficient de ruissellement de pointe à retenir dans la suite du calcul. Des tableaux types, regroupés à l'annexe 3, peuvent servir au calcul du coefficient de ruissellement.

Tableau 3.4.1a Coefficients de ruissellement - Zone rurale

COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT « C_p » ZONE RURALE								
VÉGÉTATION		**PENTE S_b**	**CLASSIFICATION HYDROLOGIQUE**					
			A	**AB**	**B**	**BC**	**C**	**CD**
CULTURE								
	PLAT	**< 3%**	**0.22**	**0.30**	**0.36**	**0.41**	**0.47**	**0.51**
	VALLONNÉ	**3 à 8%**	**0.25**	**0.34**	**0.43**	**0.51**	**0.59**	**0.67**
	MONTAGNEUX	**> 8%**	**0.32**	**0.43**	**0.51**	**0.61**	**0.67**	**0.73**
PÂTURAGE								
	PLAT	**< 3%**	**0.08**	**0.12**	**0.17**	**0.25**	**0.34**	**0.43**
	VALLONNÉ	**3 à 8%**	**0.10**	**0.17**	**0.25**	**0.33**	**0.43**	**0.51**
	MONTAGNEUX	**> 8%**	**0.20**	**0.29**	**0.39**	**0.47**	**0.56**	**0.64**
BOISÉ								
	PLAT	**< 3%**	**0.04**	**0.09**	**0.15**	**0.21**	**0.29**	**0.37**
	VALLONNÉ	**3 à 8%**	**0.07**	**0.12**	**0.19**	**0.26**	**0.34**	**0.43**
	MONTAGNEUX	**> 8%**	**0.11**	**0.18**	**0.26**	**0.34**	**0.43**	**0.51**
LAC ET MARÉCAGE		**0.05**						

Tableau 3.4.1b Coefficients de ruissellement - Zone urbaine

COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT « C_p » ZONE URBAINE		
DESCRIPTION	**MINIMUM**	**MAXIMUM**
PAVAGE (ASPHALTE OU BÉTON)	**0.80**	**0.95**
TERRE- PLEIN	**0.20**	**0.40**
ROUTE DE GRAVIER ET ACCOTEMENT	**0.40**	**0.60**
TOITURE	**0.70**	**0.95**
ZONE COMMERCIALE **- CENTRE VILLE** **- BANLIEUE**	 **0.70** **0.50**	 **0.95** **0.70**
ZONE INDUSTRIELLE **- PEU DENSE** **- DENSE**	 **0.50** **0.60**	 **0.80** **0.90**
ZONE RÉSIDENTIELLE **- UNIFAMILIALE** **- MULTIPLES, DÉTACHÉES** **- MULTIPLES ATTACHÉES** **- BANLIEUE**	 **0.30** **0.40** **0.60** **0.25**	 **0.50** **0.60** **0.75** **0.40**
MAISONS À APPARTEMENTS	**0.50**	**0.70**
PARC ET CIMETIÈRE	**0.10**	**0.25**
TERRAIN DE JEU	**0.20**	**0.35**
CHEMIN DE FER	**0.20**	**0.35**
TERRAIN VAGUE	**0.10**	**0.30**

Les paragraphes suivants explicitent plus en détail la méthode utilisée pour déterminer le coefficient de ruissellement.

3.4.2 Classification hydrologique des sols

La classification hydrologique des sols peut se faire à partir de différentes sources. Le document le plus utilisé, puisqu'il couvre la majeure partie des régions les plus populeuses du Québec, est la carte pédologique. Pour les zones où ce document n'est pas disponible, les cartes de dépôts de surface et de dépôts meubles peuvent être utilisées. Le tableau 3.4.2d de l'annexe 3 donne les coordonnées des organismes où ces différentes cartes peuvent être obtenues.

Utilisation de la carte pédologique

La figure 3.4.2a montre les zones couvertes par ce type de document. Ces cartes pédologiques couvrent une très grande partie de la zone habitée du Québec.

Les sols identifiés sur ce document sont tous classifiés au point de vue hydrologique. Le tableau 3.4.2a fait état de la grille utilisée pour classifier la réponse hydrologique des sols. Ceux-ci ont été classés à l'aide de leur description tirée de la carte pédologique et d'une évaluation de leur texture à l'aide du graphique de la figure 3.4.2b.

L'énumération exhaustive de ces sols et leur classification hydrologique correspondante sont ensuite présentées en ordre alphabétique au tableau 3.4.2c à l'annexe 3.

Utilisation des cartes de dépôts de surface et de dépôts meubles

La figure 3.4.2c indique les zones pour lesquelles les cartes susmentionnées sont disponibles. Les sols identifiés sur ces documents sont classifiés à l'aide du tableau 3.4.2b.

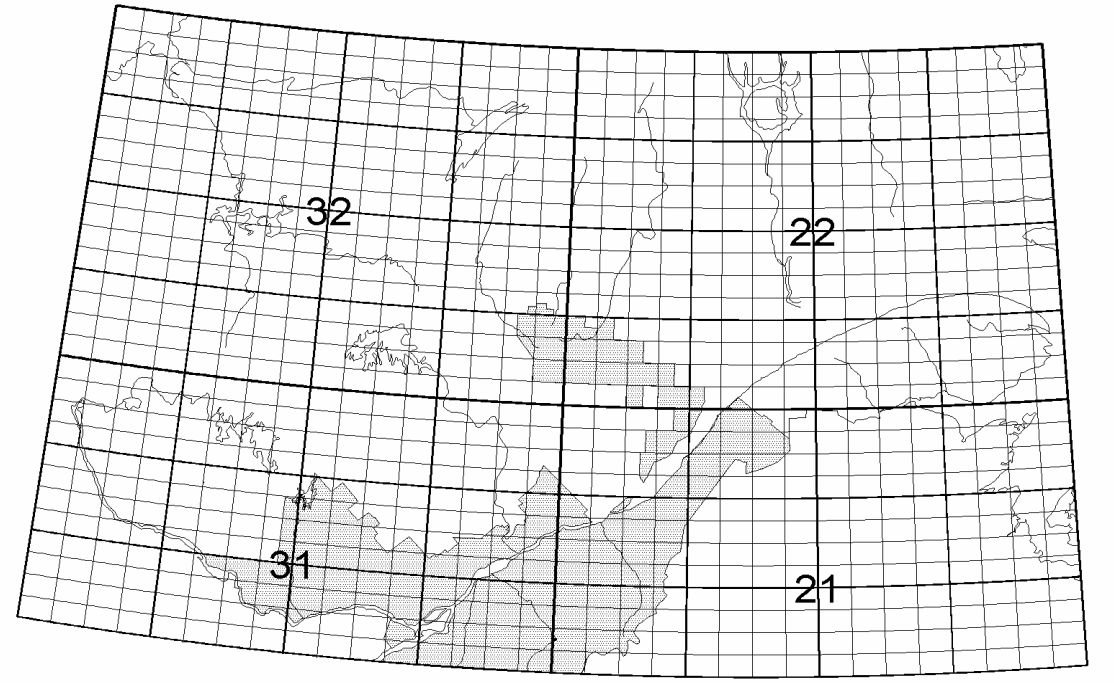


Figure 3.4.2a Zones couvertes par les cartes pédologiques

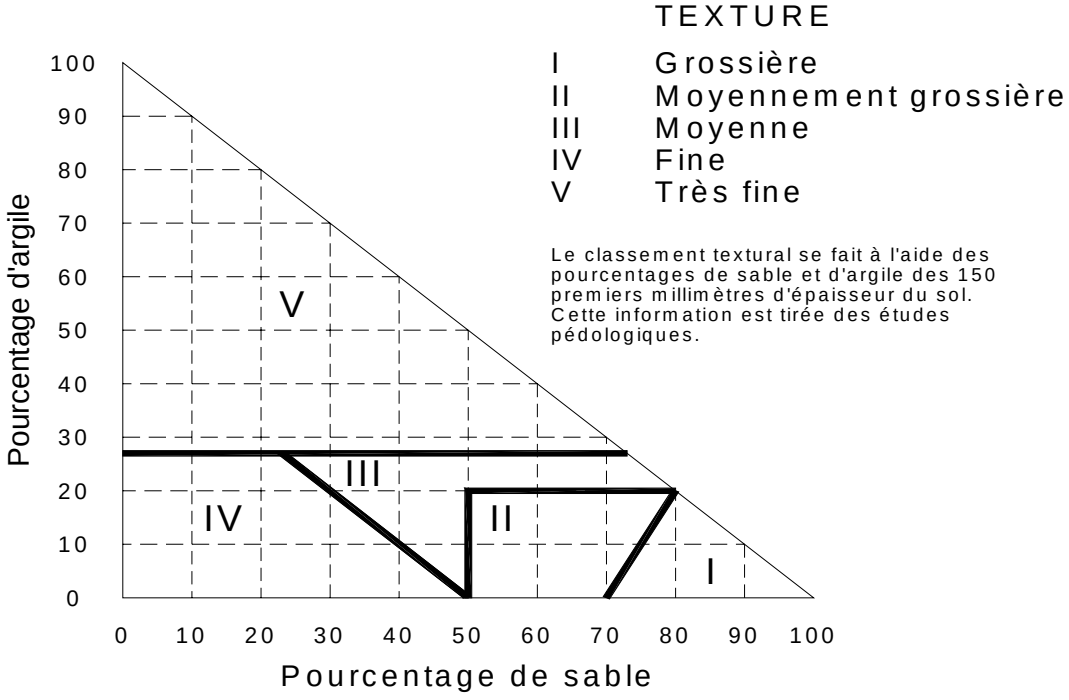


Figure 3.4.2b Classification des sols selon leur texture

Tableau 3.4.2a Classification hydrologique selon la pédologie

CLASSIFICATION HYDROLOGIQUE DES SOLS SELON LA CARTE PÉDOLOGIQUE		
1.0	**Texture de sol à prédominance grossière**	
1.1	Gravier, sable et certains loams[1] grossiers avec un bon drainage	A
1.2	Gravier, sable et certains loams graviers avec drainage d'imparfait à mauvais	AB
1.3	Mince[2] couche de gravier, sable et certains loams sableux sur argile ou sur roc	B
2.0	**Texture de sol à prédominance moyennement grossière**	
2.1	Loam moyennement grossier, épais[3] qualifié de graveleux, schisteux et cherteux	AB
2.2	Loam moyennement grossier, épais ou mince couche sur roche ou sur argile	B
3.0	**Texture de sol à prédominance moyenne**	
3.1	Mince couche de loam moyen sur roc	B
3.2	Loam moyen épais qualifié de graveleux, schisteux ou cherteux	B
3.3	Loam moyen épais avec drainage[4] de bon à imparfait	B
3.4	Loam moyen épais avec mauvais drainage	BC
3.5	Loam moyen mince sur argile	BC
4.0	**Texture de sol à prédominance fine**	
4.1	Loam limoneux et loam fin avec drainage de bon à imparfait	BC
4.2	Loam limoneux et loam fin avec drainage mauvais	C
5.0	**Texture de sol à prédominance très fine**	
5.1	Argile, loam argileux, loam argileux-limoneux, argile limoneuse	C
5.2	Argile lourde	CD

1- Parfois le terme « **loam** » est remplacé par « **terre franche** » et « **limon**»; il existe une certaine équivalence texturale entre les termes, mais il serait avantageux de classifier précisément le sol à l'aide de ses pourcentages de sable et d'argile et du graphique de la classification texturale des sols.
2- « **Mince** » : sol organique ou minéral de moins de 500 mm d'épaisseur reposant sur le roc.
3- « **Épais** » : sol organique ou minéral de plus de 500 mm d'épaisseur reposant sur le roc.
4- « drainage» est pris ici dans le sens pédologique du terme, c'est-à-dire : bon drainage : bonne infiltration dans le sol.

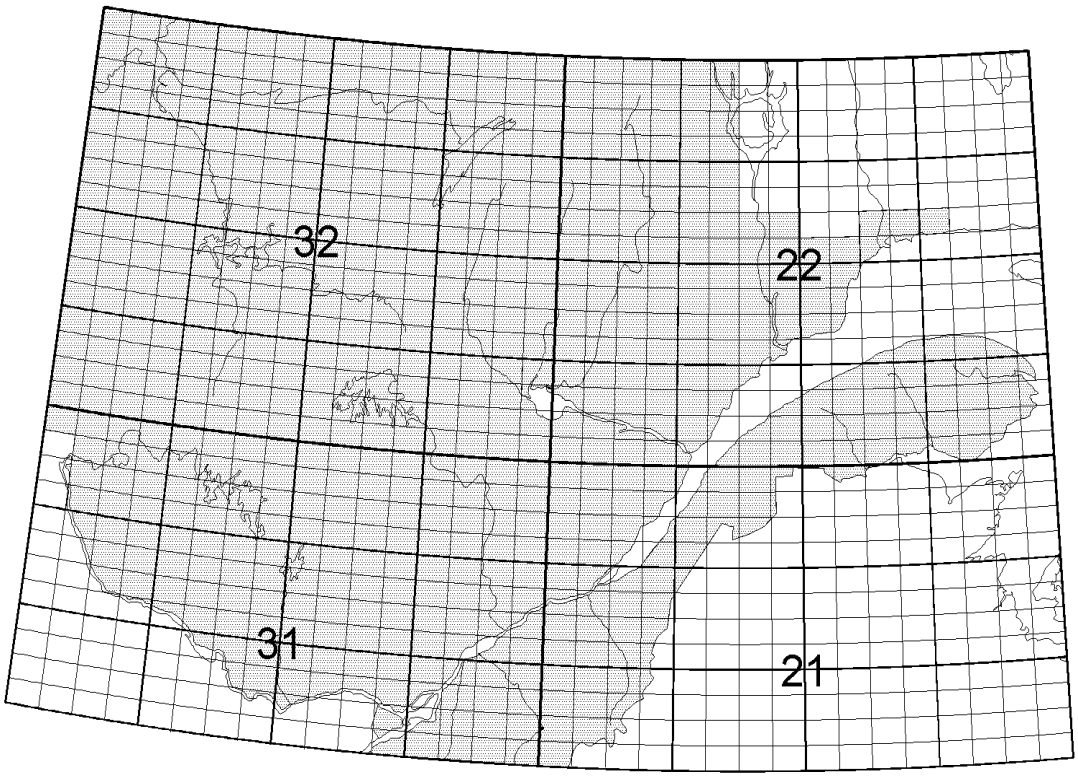


Figure 3.4.2c Zones couvertes par les cartes de dépôts de surface

Tableau 3.4.2b Classification hydrologique des sols selon les dépôts de surface

CLASSIFICATION HYDROLOGIQUE DES SOLS SELON LES CARTES DE DÉPÔTS DE SURFACE		
1.0	**Dépôts glaciaires**	
1A	Dépôt glaciaire : till indifférencié	B
1AR	Dépôt glaciaire : till indifférencié, épaisseur moyenne de 250 à 1000 mm	B
1AA	Dépôt glaciaire : till à matrice argileuse	BC
1AAR	Dépôt glaciaire : till à matrice argileuse, épaisseur moyenne de 250 à 1000 mm	BC
1AB	Dépôt glaciaire : champs de blocs glaciaires	A
1P	Dépôt glaciaire : moraine de décrépitude	A
1BP	Dépôt glaciaire : moraine de décrépitude	A
1BF	Dépôt glaciaire : moraine frontale	BC
1BI	Dépôt glaciaire : moraine inter-lobaire	AB
2.0	**Dépôts fluvio-glaciaires**	
2	Dépôt fluvio-glaciaire	A
2A	Dépôt fluvio-glaciaire : juxta-glaciaire	A
2AR	Dépôt fluvio-glaciaire : juxta-glaciaire, épaisseur moyenne de 250 à 1000 mm	A
2AE	Dépôt fluvio-glaciaire : juxta-glaciaire, esker	A
2AK	Dépôt fluvio-glaciaire : juxta-glaciaire, kame	A
2AT	Dépôt fluvio-glaciaire : juxta-glaciaire, terrasse de kame	A
2B	Dépôt fluvio-glaciaire : pro-glaciaire	B
2BE	Dépôt fluvio-glaciaire : pro-glaciaire, épandage	B
2BD	Dépôt fluvio-glaciaire : pro-glaciaire, delta fluvio-glaciaire	B
3.0	**Dépôts fluviatiles**	
3	Dépôt fluviatile	BC
3D	Dépôt fluviatile : deltaïque	BC
4.0	**Dépôts lacustres**	
4	Dépôt lacustre	C
4GA	Dépôt lacustre : glacio-lacustre (faciès d'eau profonde)	C
4GAR	Dépôt lacustre : glacio-lacustre (faciès d'eau profonde), épaisseur moyenne de 250 à 1000 mm	C
4GS	Dépôt lacustre : glacio-lacustre (faciès d'eau peu profonde)	BC
4GSR	Dépôt lacustre : glacio-lacustre (faciès d'eau peu profonde)), épaisseur moyenne de 250 à 1000 mm	BC
4P	Dépôt lacustre : plage	B
5.0	**Dépôts marins**	
5A	Dépôt marin : marin (faciès d'eau profonde)	C
5AR	Dépôt marin : marin (faciès d'eau profonde), épaisseur moyenne de 250 à 1000 mm	C
5L	Dépôt marin : marin (faciès d'eau profonde), à matrice limoneuse	C
5S	Dépôt marin : marin (faciès d'eau peu profonde)	BC
5SR	Dépôt marin : marin (faciès d'eau peu profonde), épaisseur moyenne de 250 à 1000 mm	BC
5G	Dépôt marin : glacio-marin	C

Tableau 3.4.2b Classification hydrologique des sols selon les dépôts de surface (suite)

CLASSIFICATION HYDROLOGIQUE DES SOLS SELON LES CARTES DE DÉPÔTS DE SURFACE		
6.0	**Dépôts littoraux marins**	
6	Dépôt littoral marin	B
6S	Dépôt littoral marin : plage soulevée	B
6SR	Dépôt littoral marin : plage soulevée, épaisseur moyenne de 250 à 1000 mm	B
7.0	**Dépôts organiques (ne s'applique pas)**	
8.0	**Dépôts de pentes et d'altérations**	
8	Altérité	BC
8A	Dépôt de pente et d'altération : matériaux d'altération	BC
8AR	Dépôt de pente et d'altération : matériaux d'altération, épaisseur moyenne de 250 à 1000 mm	BC
8C	Dépôt de pente et d'altération : colluvions	B
8E	Dépôt de pente et d'altération : éboulis rocheux (talus)	A
8G	Dépôt de pente et d'altération : glissement de terrain	C
8F	Felsenmeere	A
9.0	**Dépôts éoliens**	
9	Dunes	B
10.0	**Substratum rocheux**	
R	Roc	C
RC	Roc cristallin	CD
RS	Roc sédimentaire (ruissellement modéré)	C
RS	Roc sédimentaire (ruissellement faible)	BC
	Roches cristallines : roches ignées ou métamorphiques parfois intrusives qui constituent le bouclier canadien. Roches sédimentaires : roches sédimentaires qui constituent la majeure partie des Appalaches et des basses terres du Saint-Laurent.	

3.4.3 Pente moyenne d'un bassin versant « S_b »

L'estimation de ce paramètre n'est requise que pour sélectionner le coefficient de ruissellement de pointe. Cette pente est soit inférieure à 3%, comprise entre 3% et 8% ou supérieure à 8%.

Lorsqu'un bassin versant s'approche de la forme d'un plan incliné, la pente moyenne est alors facile à déterminer.

Dans le cas où le relief serait accidenté, l'estimation de la pente moyenne se fait généralement à l'aide d'un quadrillage superposé au bassin versant à l'étude. Il s'agit ensuite de déterminer pour chaque ligne horizontale et verticale de ce quadrillage le nombre de fois qu'elles coupent une courbe de niveau. La longueur de ces lignes est aussi comptabilisée. L'application de l'équation suivante donne la pente moyenne du bassin versant :

$$S_b = \frac{(N_h + N_v) \times Int_c}{(L_h + L_v)} \qquad (3.4.3)$$

S_b : pente moyenne du bassin versant
$N_{h,v}$: nombre de fois que les lignes horizontales, verticales coupent une courbe de niveau
Int_c : intervalle des lignes de contour (m)
$L_{h,v}$: longueur des lignes horizontales, verticales (m)

La densité du quadrillage doit être suffisante pour permettre la détermination de la pente moyenne représentative du territoire drainé.

À noter que cette méthode sous-estime systématiquement la pente moyenne du bassin versant lorsque celui-ci se rapproche de la forme d'un plan incliné.

3.5 INTENSITÉ DE PRÉCIPITATION « I »

3.5.1 Intensité de précipitation

L'intensité de la précipitation varie en fonction de la durée, de la fréquence des orages et de la position géographique du bassin versant.

L'intensité de précipitation nécessaire pour le calcul du débit par la méthode rationnelle doit correspondre à une durée égale au temps de concentration du bassin versant à l'étude.

Il est recommandé d'utiliser les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) établies aux stations météorologiques voisines du site à l'étude. De telles courbes ont été établies lorsque la station météorologique en question dispose d'un pluviographe depuis une certaine période. L'intensité de précipitation peut alors être directement lue sur cette courbe en fonction du temps de concentration du bassin sous étude. La figure 3.5.1a donne un exemple de telles courbes.

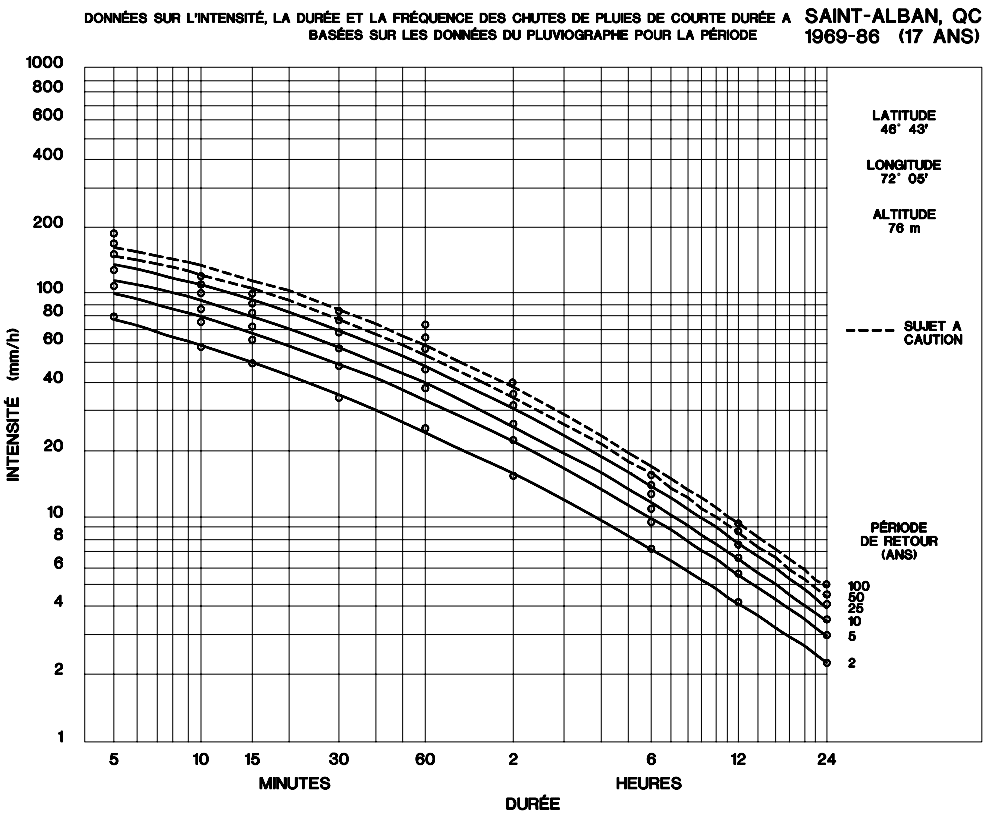


Figure 3.5.1a Exemple - Courbe Intensité-Durée-Fréquence

Dans le cas où une courbe IDF locale ne serait pas disponible, les figures 3.5.1b et 3.5.1c, extraites de l'*Atlas de la fréquence des pluies au Canada* (Environnement Canada), donnent les isohyètes de la moyenne et de l'écart-type, respectivement, de la précipitation totale d'une durée de 1 heure pour l'ensemble du territoire québécois.

L'intensité de la précipitation d'une période de retour de 25 ans pour le site à l'étude s'obtient en appliquant les valeurs de la moyenne et de l'écart-type, lues sur ces figures, à l'équation statistique suivante :

$$I_{25;60} = \mu + K_{i;25}\,\alpha \quad \text{(mm/h)} \qquad (3.5.1a)$$

où $I_{25;60}$: précipitation durant 1 heure d'une période de retour de 25 ans
μ : moyenne de la précipitation (fig. 3.5.1b)
$\mathbf{K}_{i;25}$: 2.044 (voir tableau 3.5.1)
α : écart-type de la précipitation (fig.3.5.1c)

Le tableau suivant donne, à titre indicatif, les différentes valeurs du coefficient $\mathbf{K}_i$ qui permettent de calculer l'intensité de la précipitation d'une durée de 1 heure mais de différentes périodes de retour.

Tableau 3.5.1 Coefficient statistique de α correspondant à différentes périodes de retour

Période de retour T **(années)**	**Coefficient statistique** $\mathbf{K_{i;T}}$
2	-0.164
5	0.719
10	1.305
20	1.866
25	2.044
50	2.592
100	3.137

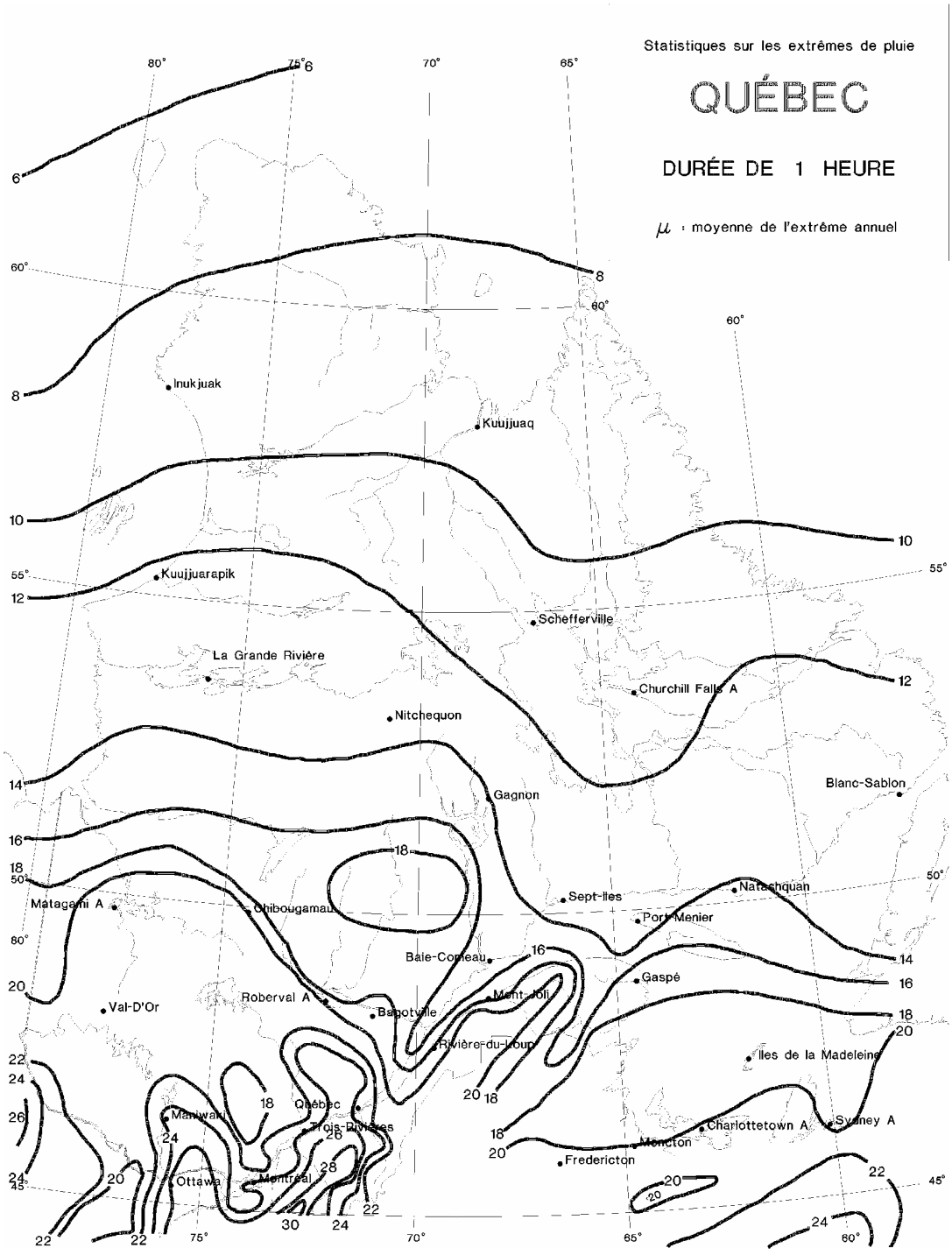


Figure 3.5.1b Isohyètes de la moyenne de la précipitation totale d'une durée de 1 heure

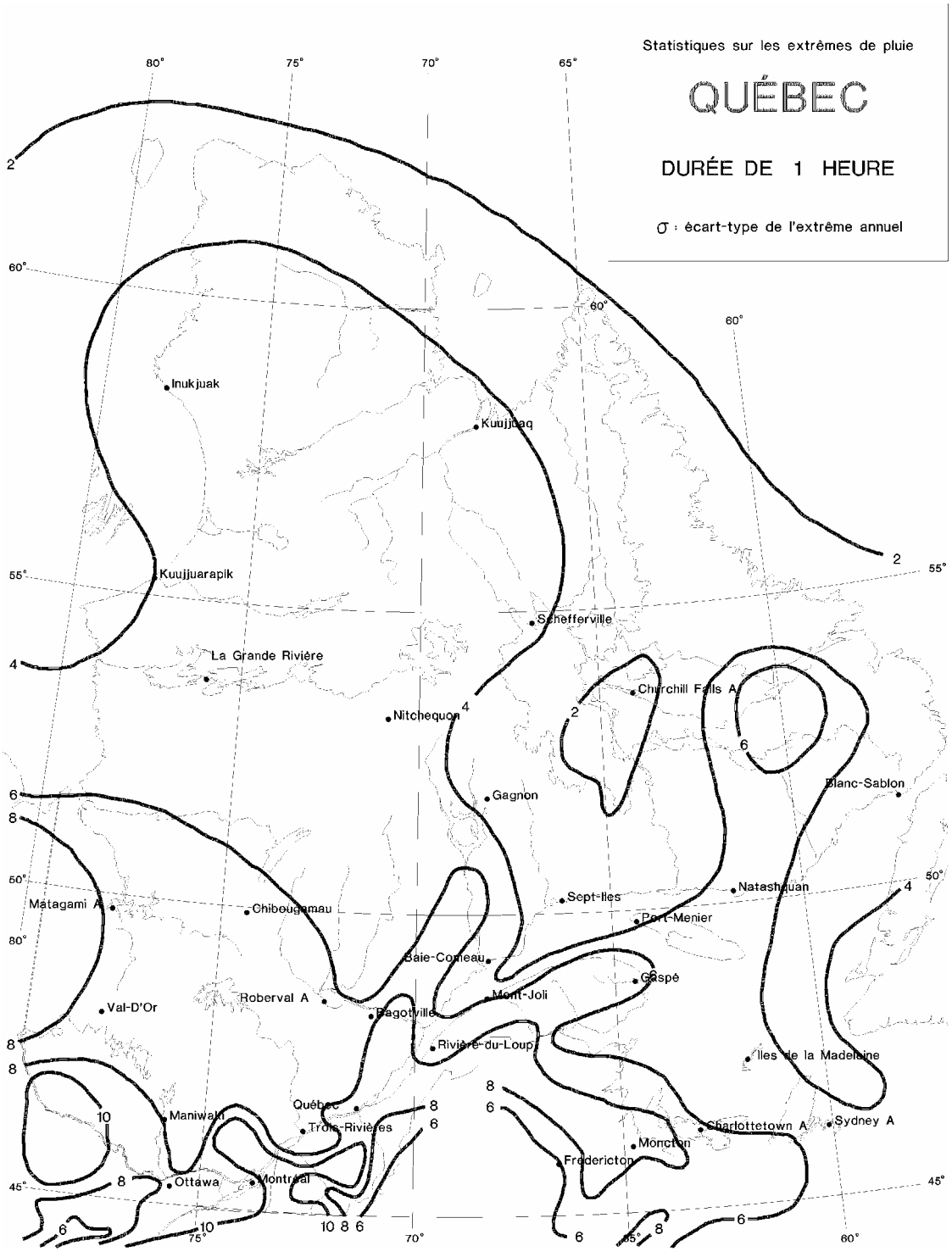


Figure 3.5.1c Isohyètes de l'écart type de la précipitation totale d'une durée de 1 heure

Cependant, afin d'obtenir l'intensité de précipitation d'une même période de récurrence correspondant au temps de concentration du bassin versant à l'étude, la valeur ainsi obtenue doit être multipliée par le coefficient de correction suivant :

$$F_i = 12.25\ t_c^{-0.612} \qquad \text{pour } 10 \text{ min} < t_c < 1 \text{ h} \qquad (3.5.1b)$$

$$F_i = 17.07\ t_c^{-0.693} \qquad \text{pour } 1 \text{ h} < t_c < 24 \text{ h} \qquad (3.5.1c)$$

où t_c : temps de concentration (min)

L'équation générale de la méthode rationnelle devient alors :

$$Q = \frac{C_p\ (F_i\ I)\ A_b}{360} \qquad \text{(métrique)} \qquad (3.5.1d)$$

Ce coefficient de correction de l'intensité de précipitation, dont les équations sont portées en graphique à la figure 3.5.1d, résulte de l'analyse des courbes IDF de quelques 107 stations météorologiques réparties sur l'ensemble du territoire québécois.

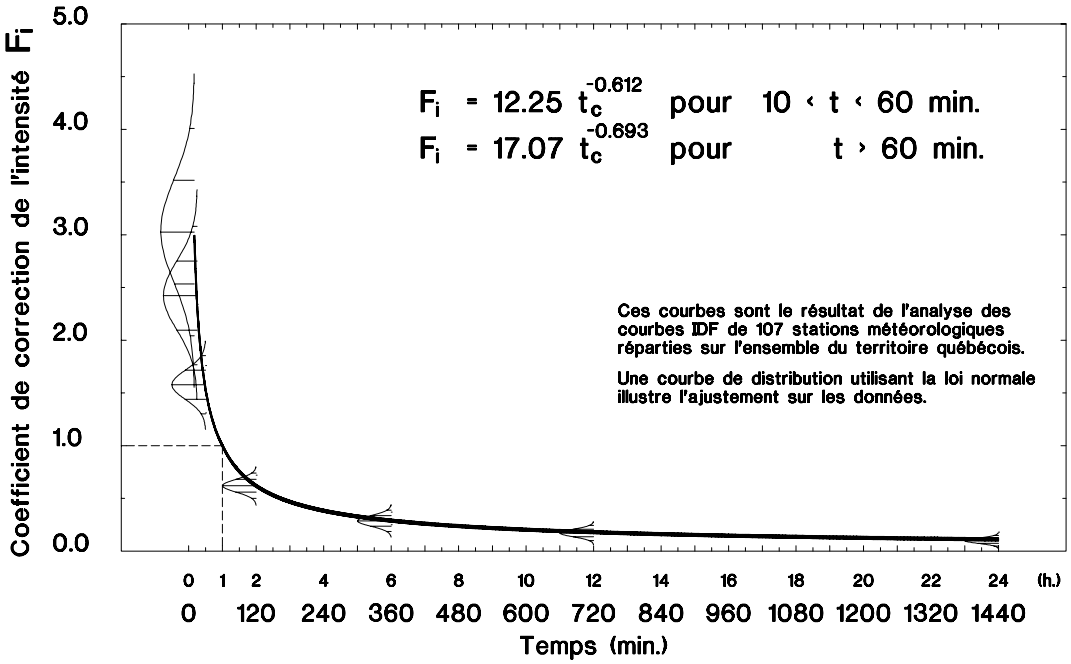


Figure 3.5.1d Coefficient de correction de I en fontion du temps

3.5.2 Temps de concentration « t_c »

Le temps de concentration est théoriquement le temps que prendra l'eau de ruissellement pour parcourir la distance entre le point le plus éloigné de l'exutoire et ce dernier. En d'autres mots, il s'agit du temps requis pour que l'écoulement d'équilibre soit atteint, c'est-à-dire que toute la superficie du territoire drainé participe à l'écoulement au site à l'étude.

Le temps de concentration varie en fonction de la distance à parcourir, de la pente du terrain, du type de sol, du type et de la densité de la végétation, des caractéristiques de la surface et du taux de précipitation.

Le Service conception utilise deux équations pour le calcul de ce paramètre.

Dans le cas où le coefficient de ruissellement serait inférieur à 0.4, le temps de concentration est donné par l'équation suivante qui évalue le temps du ruissellement de surface sur le sol :

$$t_c = \frac{3.26\,(1.1 - C_p)\,L_c^{0.5}}{S_c^{0.33}} \qquad (3.5.2a)$$

où t_c : temps de concentration (min)
C_p : coefficient de ruissellement
L_c : longueur du cours d'eau (m)
S_c : pente « 85-10 » du cours d'eau (%)

Cette équation est fortement recommandée et utilisée par plusieurs organismes oeuvrant dans le domaine routier en Amérique du Nord.

Certaines restrictions s'appliquent cependant :

- Dans le cas où le coefficient de ruissellement serait inférieur à 0.20, la pente minimale du cours d'eau à retenir pour le calcul est de 0.1%, même si la pente réelle du cours d'eau est inférieure à cette valeur.

- Dans le cas où le coefficient de ruissellement serait compris entre 0.20 et 0.40, la pente minimale du cours d'eau à considérer pour le calcul est de 0.5%, même si la pente réelle du cours d'eau est inférieure à cette valeur.

Dans le cas où le coefficient de ruissellement serait supérieur à 0.40, le temps de concentration se calcule à l'aide de l'équation suivante (Bransby-Williams):

$$t_c = \frac{0.057\ L_c}{S_c^{0.2} A_b^{0.1}} \qquad (3.5.2b)$$

où t_c : temps de concentration (min)
L_c : longueur du cours d'eau (m)
S_c : pente « 85-10 » du cours d'eau (%)
A_b : superficie du bassin versant (ha)

Dans tous les cas, le temps de concentration retenu pour le calcul du débit ne pourra être inférieur à 10 minutes.

Le sommaire du calcul du temps de concentration apparaît au tableau 3.5.2.

Le calcul de la longueur et de la pente « 85-10 » d'un cours d'eau est explicité ci-après.

Longueur (L_c) et pente (S_c) du cours d'eau

La longueur du cours d'eau se mesure à partir de l'exutoire en suivant le tracé du cours principal prolongé jusqu'à la ligne de crête, soit jusqu'à la limite du bassin versant.

La pente du cours d'eau est défini comme la pente « 85-10 », soit la pente moyenne du tronçon du cours d'eau localisé entre deux points se situant respectivement à 10% en amont de l'exutoire et à 15% en aval de la limite extrême du bassin versant. Les zones de chutes et de rapides sont exclues du calcul de cette pente.

Le graphique de la figure 3.5.2 illustre le calcul de la pente « 85-10 » à partir du profil longitudinal d'un cours d'eau type.

Tableau 3.5.2 Équations - Temps de concentration

Cp < 0.40

$$t_c = \frac{3.26\,(1.1 - C_p)\,L_c^{0.5}}{S_c^{0.33}} \qquad (3.5.2a)$$

où t_c : temps de concentration (min)
C_p : coefficient de ruissellement
L_c : longueur du cours d'eau (m)
S_c : pente « 85-10 » du cours d'eau (%)

si $C_p \leq 0.20$, $S_{c\,min} = 0.1\%$
si $0.20 < C_p < 0.40$, $S_{c\,min} = 0.5\%$
$t_{c\,min} = 10$ min

Cp > 0.40

$$t_c = \frac{0.057\,L_c}{S_c^{0.2}\,A_b^{0.1}} \qquad (3.5.2b)$$

où t_c : temps de concentration (min)
L_c : longueur du cours d'eau (m)
S_c : pente « 85-10 » du cours d'eau (%)
A_b : superficie du bassin versant (ha)

$t_{c\,min} = 10$ min

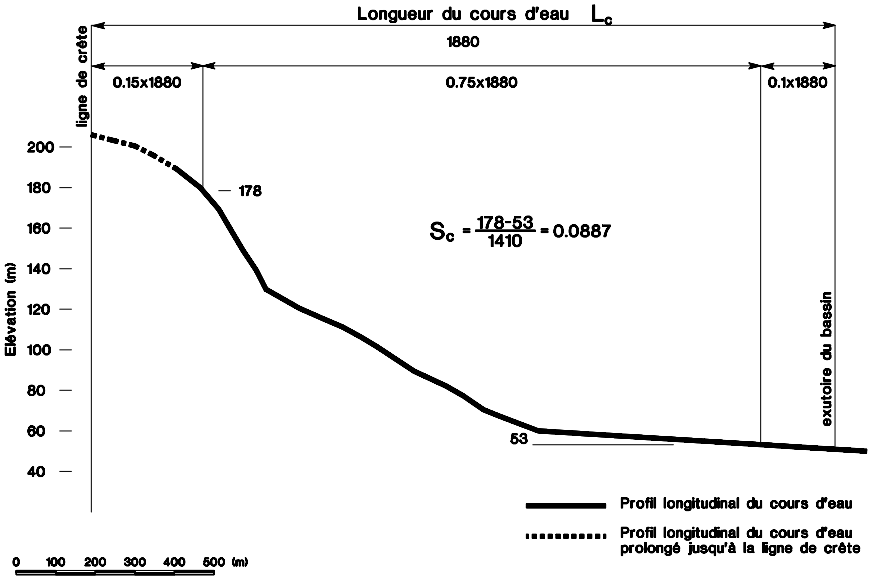


Figure 3.5.2 Pente « 85-10 » d'un cours d'eau (S_c)

3.6 INFLUENCE DES LACS ET MARÉCAGES

Le coefficient de ruissellement de la méthode rationnelle traduit la réponse hydrologique (en débit de pointe) des sols en tenant compte de leur composition et texture, de leur pente et de leur utilisation. Ce coefficient intègre les différentes pertes que sont l'interception par la végétation, l'évapotranspiration, la rétention dans les dépressions du sol, l'infiltration, etc. Il suppose que le ruissellement de surface se fait de façon relativement uniforme.

Cependant lorsque la superficie de lacs et de marécages représente une proportion importante du bassin versant, un laminage significatif se produit et doit être évalué.

La figure 3.6 permet d'évaluer un coefficient de réduction s'appliquant, à l'aide de l'équation suivante, au débit de pointe d'une période de retour de 25 ans. Ce coefficient varie en fonction de la superficie et de la position relative des lacs et marécages sur le bassin versant à l'étude.

$$Q_{25L} = F_L \cdot Q_{25} \qquad (3.6)$$

où Q_{25L} : débit laminé
F_L : coefficient de réduction pour laminage
Q_{25} : débit d'une période de retour de 25 ans

Sur la figure 3.6, la courbe « A » est utilisée lorsque les zones de rétention sont localisées sur le parcours de l'écoulement au voisinage du site à l'étude.

La courbe « B » donne le coefficient de réduction du débit de pointe à utiliser lorsque les zones de rétention sont uniformément réparties sur l'ensemble du bassin versant à l'étude.

La courbe « C » doit être utilisée lorsque les zones de rétention sont localisées sur le parcours de l'écoulement mais surtout en tête du bassin versant à l'étude.

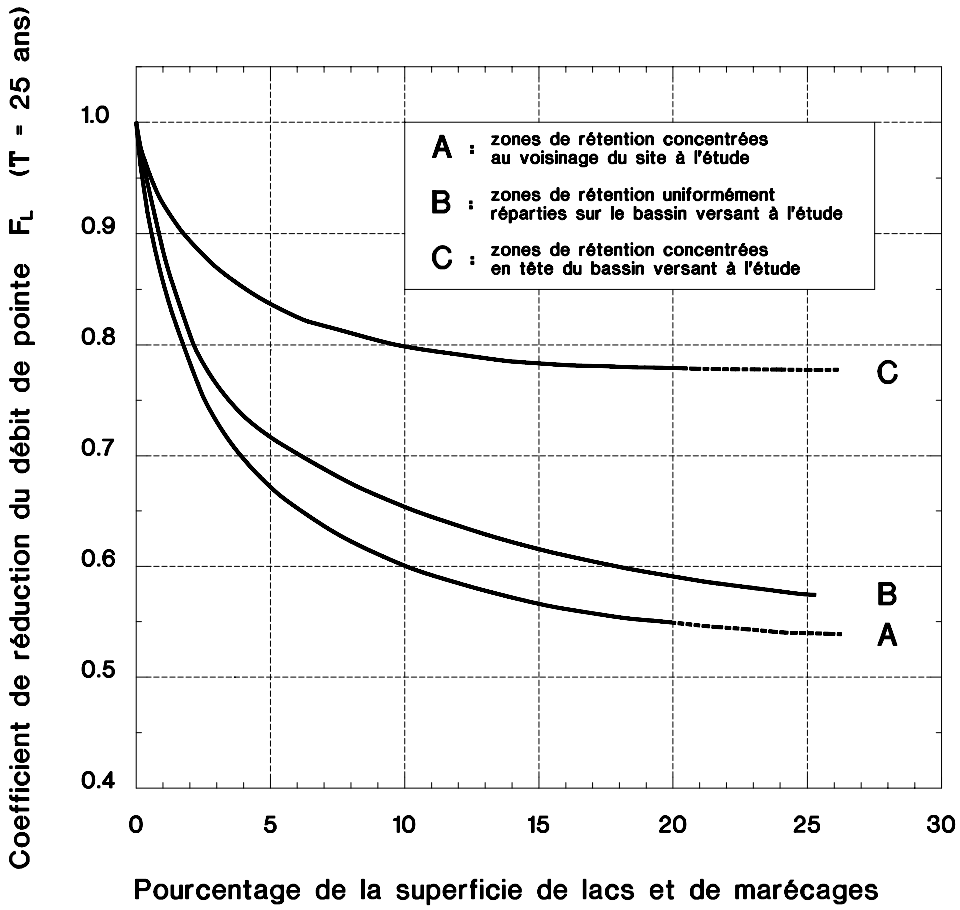


Figure 3.6 Effet de laminage des lacs et marécages

3.7 PÉRIODE DE RETOUR POUR LA CONCEPTION

3.7.1 Risque et période de retour

Tout ouvrage d'art sur un cours d'eau, pont ou ponceau, est conçu pour assurer la permanence de la circulation.

Une forte crue peut endommager les structures et ainsi affecter cette circulation.

Il n'est cependant pas possible de prévoir dans tous les cas des structures construites pour résister à toute épreuve. Pour des raisons d'ordre économique, il est nécessaire d'accepter un certain pourcentage de risque qu'une structure ne soit endommagée, risque qui peut varier d'un projet à l'autre. Une structure indestructible peut être parfaitement justifiable à un certain endroit mais complètement inadmissible ailleurs.

Le risque en question peut se quantifier. Une crue, d'une période de retour donnée, a une probabilité bien définie d'être dépassée pendant la vie utile de l'ouvrage. Le graphique de la figure 3.7.1 exprime cette relation de risque qu'un événement d'une période de retour de T années ne se produise durant une période de n années.

Le débit de conception d'un ouvrage correspond à une certaine période de retour, généralement 10, 25, 50 ou 100 ans, laquelle est définie soit en fonction de la classe de la route, soit en fonction des conséquences d'un bris éventuel de ladite structure.

Les normes du MTQ spécifient la période de récurrence à retenir en fonction de la classe de la route au site à l'étude.

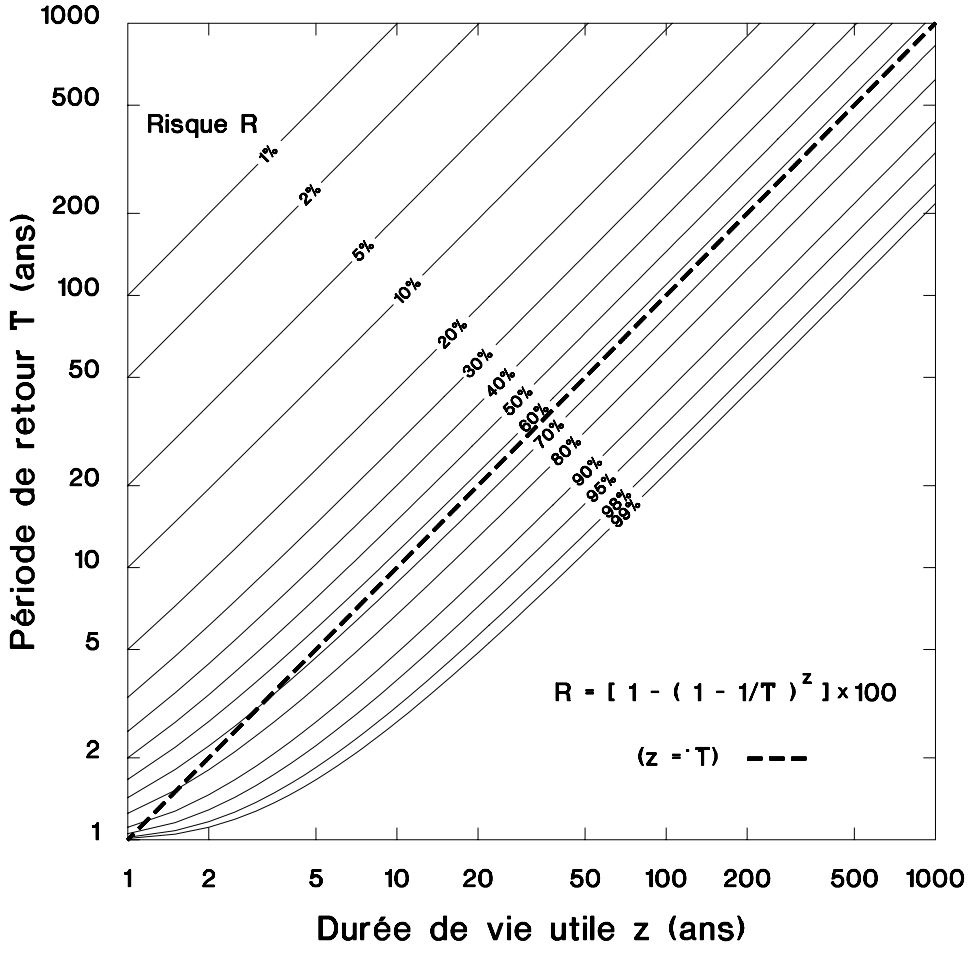


Figure 3.7.1 Courbes du risque

3.7.2 Coefficient de conversion

Dans le cas où les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) locales ne pourraient être utilisées, l'équation et le tableau suivants permettent de passer d'un débit d'une période de retour de 25 ans à un débit d'une période de retour différente. Les coefficients utilisés sont moyens et ont été calculés d'après les données de précipitation pour la province de Québec.

$$Q_T = F_q \cdot Q_{25} \qquad (3.7.2)$$

où Q_T : débit d'une période de retour de T années
F_q : coefficient de conversion
Q_{25} : débit d'une période de retour de 25 ans

Tableau 3.7.2 Coefficient de conversion de Q_{25} à Q_T

Période de retour T (années)	**Coefficient de conversion F_q**
2 (annuelle)	0.54
5	0.72
10	0.85
20	0.96
25	1.00
50	1.11
100	1.23

3.8 EXEMPLE PRATIQUE

Les paragraphes suivants font la synthèse de l'ensemble du chapitre par le biais de l'analyse hydrologique d'un ruisseau fictif dans la municipalité régionale de comté de Deux-Montagnes.

L'analyse consiste à déterminer le débit d'une période de récurrence de 10 ans devant servir à la conception de deux ponceaux. Le premier doit être installé dans le fossé du chemin Principal sous un chemin d'accès tandis que le second doit drainer le ruisseau sous ce chemin.

3.8.1 Limites des bassins versants

La première étape consiste à déterminer les limites des bassins versants de ces deux sites en utilisant les documents les plus récents. À cause de la faible superficie des zones d'étude, ces limites ont été établies à l'aide des photographies aériennes les plus récentes disponibles, examinées sous stéréoscope. Une visite des lieux est parfois requise pour établir clairement la structure du ruissellement de surface de certaines zones du bassin versant.

Les limites ainsi déterminées ont ensuite été reportées sur la meilleure carte topographique disponible, en l'occurrence celle à l'échelle de 1;20000. Les superficies respectives des bassins versants des sites à l'étude ont ensuite été calculées à l'aide d'un planimètre; elles sont respectivement de 76.0 ha et de 102.8 ha. La figure 3.8.1 permet de localiser ces sites, de visualiser les limites de leurs bassins versants respectifs et d'apprécier la topographie générale des lieux.

Le ponceau 1 draine le bassin 1 et le ponceau 2 draine l'ensemble de la superficie des bassins 1 et 2, ci-après nommé bassin « global ».

3.8.2 Utilisation du sol

La seconde étape, qui se réalise généralement de façon concomitante et avec les mêmes documents que la première, consiste à déterminer et à délimiter les différentes utilisations du sol pour chacun des sous-bassins à l'étude. Plus spécifiquement, il s'agit d'identifier les zones boisées et urbanisées et de différencier les zones de pâturage de celles en culture. La figure 3.8.2a illustre les résultats de cette étape.

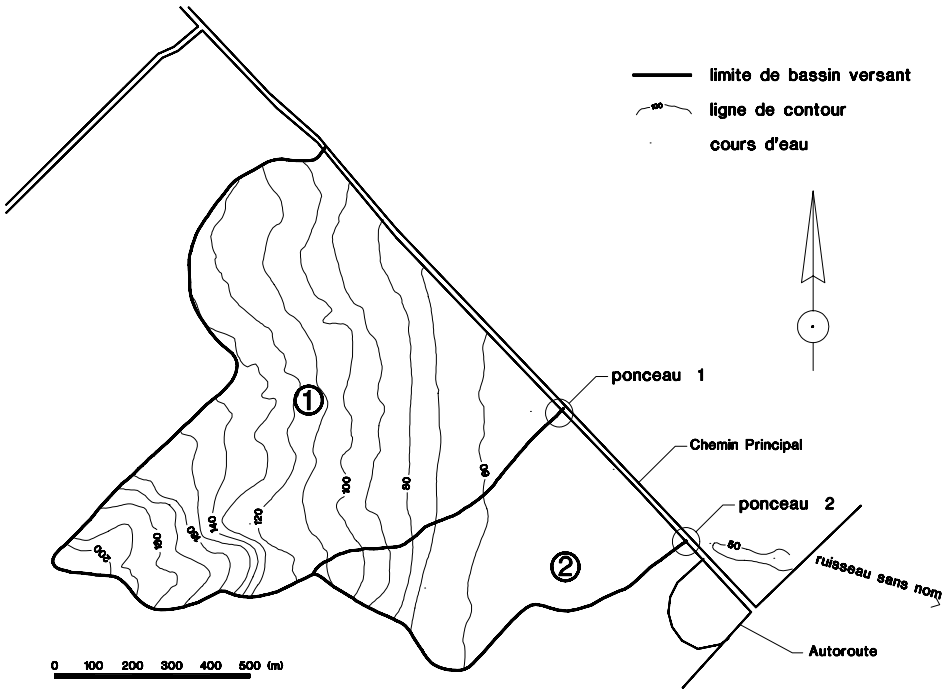


Figure 3.8.1 Limites et topographies des bassins versants

La nature des sols en place doit aussi être précisée afin de les classifier selon leur réponse hydrologique. La carte pédologique locale, si elle existe, permet d'extraire la description des sols de la zone d'étude. Ensuite, à l'aide de la classification apparaissant en annexe, la classe hydrologique de chaque sol est établie. La figure 3.8.2b illustre les résultats de cette étape.

Dans le cas où la carte pédologique des lieux ne serait pas disponible, le paragraphe sur la classification hydrologique des sols énumère les documents pouvant la remplacer et décrit la méthode de classification correspondante.

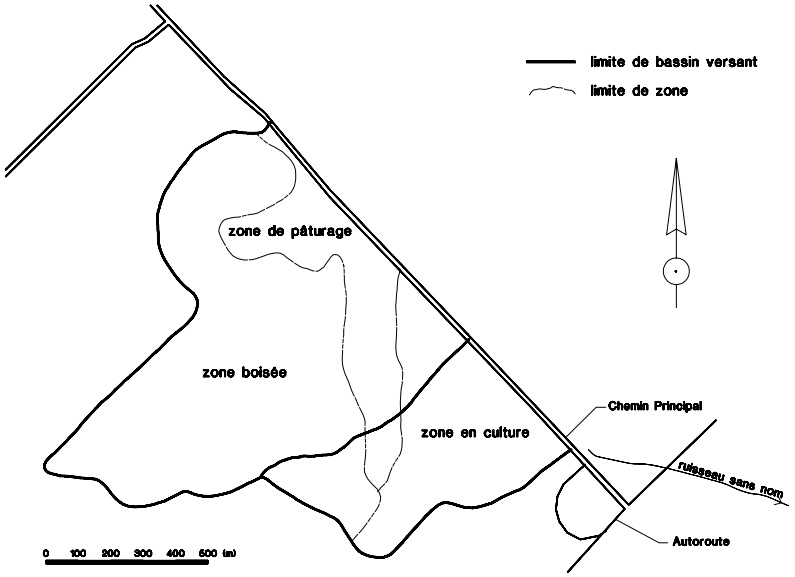


Figure 3.8.2a Utilisation du sol

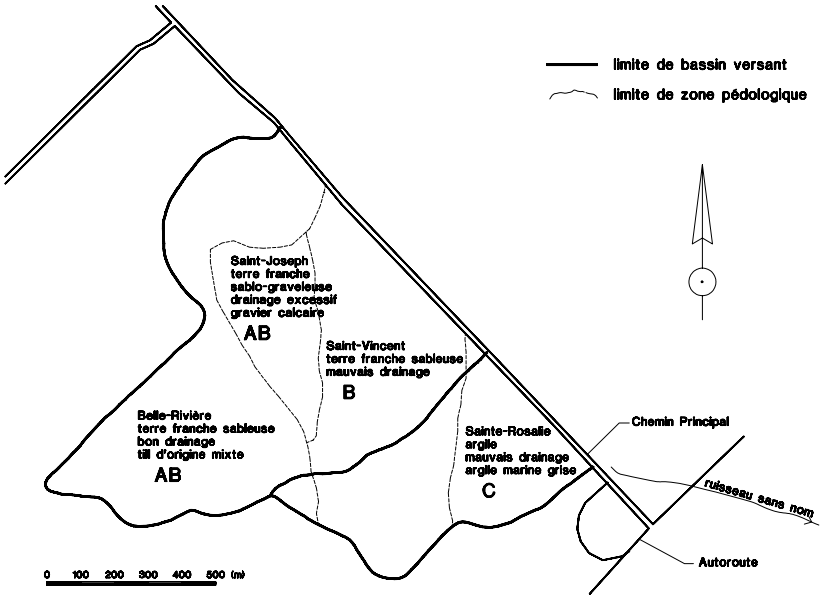


Figure 3.8.2b Pédologie et classification hydrologique

3.8.3 Pente moyenne des bassins versants

L'étape suivante consiste à déterminer la pente moyenne des bassins versants à l'étude pour fin de sélection du coefficient de ruissellement.

L'équation servant au calcul de la pente moyenne d'un bassin versant est :

$$S_b = \frac{(N_h + N_v) \times Int_c}{(L_h + L_v)} \qquad (3.8.3a)$$

S_b : pente moyenne du bassin versant
$N_{h,v}$: nombre de fois que les lignes horizontales, verticales coupent une courbe de niveau
Int_c : intervalle des lignes de contour (m)
$L_{h,v}$: longueur des lignes horizontales, verticales (m)

La densité du quadrillage doit être suffisante pour permettre la détermination de la pente moyenne représentative du territoire drainé. Des mailles de 100 m ont été sélectionnées pour l'exemple en cours.

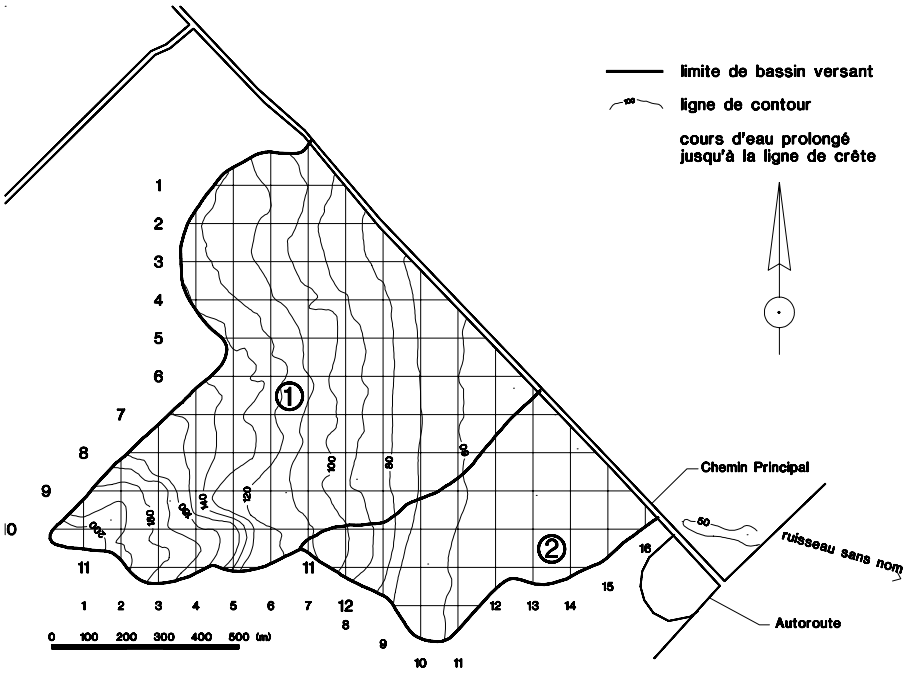


Figure 3.8.3 Pente moyenne des bassins versants (S_b)

Le tableau suivant illustre la méthode et donne le résultat du calcul de la pente moyenne des deux bassins versants à l'étude.

Tableau 3.8.3 Pente moyenne des bassins versants

Ligne no	BASSIN NO. 1				BASSIN GLOBAL			
	N_h	L_h	N_v	L_v	N_h	L_h	N_v	L_v
1	4	351	2	130	4	351	2	130
2	5	505	5	262	5	505	5	262
3	6	619	4	416	6	619	4	416
4	7	694	4	483	7	694	4	483
5	8	705	8	1057	8	705	8	1057
6	8	833	5	1077	8	833	5	1077
7	10	924	4	1025	10	1043	4	1060
8	10	944	1	887	10	1250	3	1022
9	12	930	1	763	13	1446	2	954
10	10	735	2	599	15	1572	2	965
11	6	334	0	441	11	1024	1	836
12			0	233	1	229	0	628
13			0	30			0	514
14							0	395
15							0	242
16							0	56
Somme	86	7574	36	7403	98	10271	40	10097
Opération	$\frac{(86 + 36) \times 10}{(7574 + 7403)} = \frac{1220}{14977}$				$\frac{(98 + 40) \times 10}{(10271 + 10097)} = \frac{1380}{20368}$			
S_b	0.0815				0.0678			

Cette méthode est surtout valide lorsque le relief est accidenté. Elle sous-estime systématiquement la pente moyenne du bassin versant lorsque celui-ci s'approche de la forme d'un plan incliné.

3.8.4 Coefficient de ruissellement

L'ensemble des renseignements recueillis jusqu'à maintenant doivent être consolidés pour établir le coefficient de ruissellement. La figure 3.8.4 fait état de cette consolidation tandis que le tableau 3.8.4 fait le sommaire du calcul du coefficient de ruissellement pondéré pour chacun des bassins versants à l'étude.

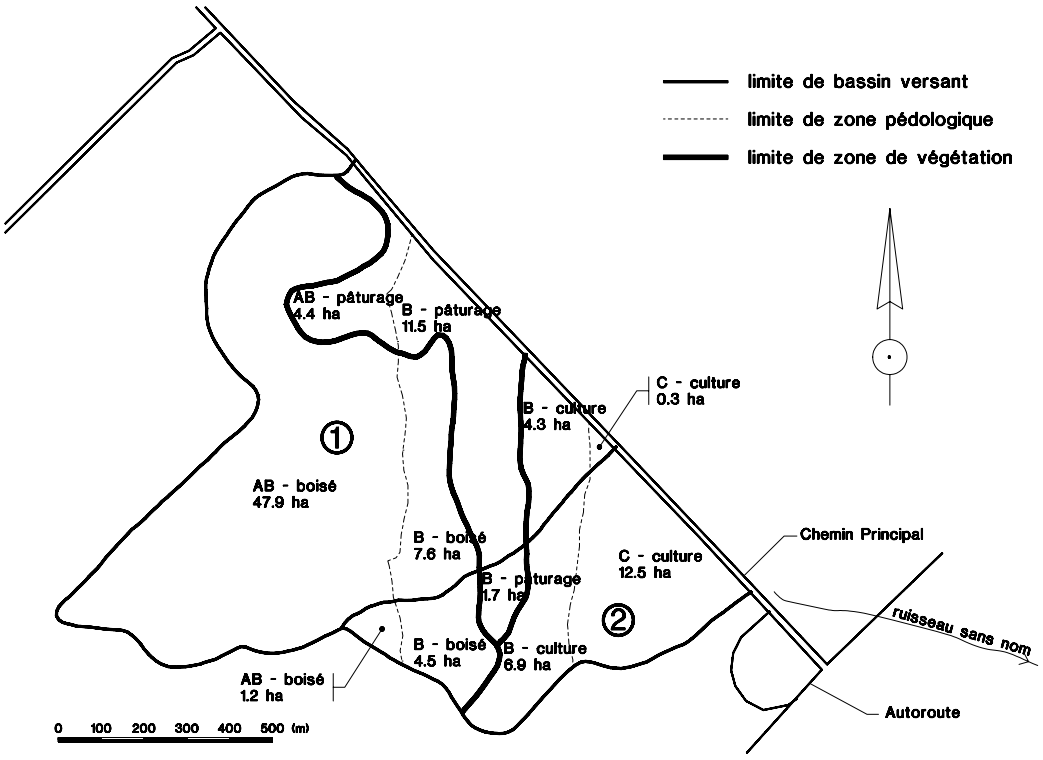


Figure 3.8.4 Schématisation des renseignements recueillis

Tableau 3.8.4 Détermination du coefficient de ruissellement pondéré des bassins à l'étude

Cl. hydrol.		**AB**		**B**			**C**	
Végétation		**bois**	**pât**	**bois**	**pât**	**cult**	**cult**	
								Σ
Bassin no. 1								**$C_{p\ pondéré}$**
$S_b \geq 8\%$								
	A_b (ha)	47.9	4.4	7.6	11.5	4.3	0.30	76.0
	C_p	**0.18**	**0.22**	**0.26**	**0.39**	**0.51**	**0.67**	0.243
Bassin global								
$3\% < S_b < 8\%$								
	A_b (ha)	49.1	4.4	12.1	13.2	11.2	12.8	102.8
	C_p	**0.12**	**0.17**	**0.19**	**0.25**	**0.43**	**0.59**	0.239

Les valeurs du coefficient de ruissellement sont sélectionnées en fonction de la pente moyenne du bassin versant à l'étude à l'aide du tableau 3.4.1a. Ainsi, les coefficients du bassin no 1 correspondent à une pente moyenne supérieure à 8%, tandis que dans le cas de l'étude du bassin global (i.e.: bassins no 1 et 2 agrégés), les coefficients utilisés sont ceux pour une pente moyenne de 3 à 8%.

3.8.5 Intensité de précipitation

L'intensité de précipitation peut être déterminée à l'aide de la courbe IDF (Intensité-Durée-Fréquence) d'une station météorologique locale ou encore à l'aide des courbes provinciales de la moyenne et de l'écart-type des extrêmes de pluie d'une durée de 1 heure (figures 3.5.1b et 3.5.1c).

Les coordonnées géographiques des bassins à l'étude sont approximativement de 45°31' de latitude nord et 74°00' de longitude ouest. Les figures mentionnées au paragraphe précédent permettent de déterminer que les valeurs de la moyenne et de l'écart-type de la précipitation extrême d'une durée de 1 heure sont respectivement de 24 et 9.5 mm.

L'intensité de la précipitation d'une durée de 1 heure et d'une période de récurrence de 25 ans se calcule à l'aide de l'équation 3.5.1a:

$$I_{25;60} = 24 + 2.044\ (9.5) = 43.4 \text{ mm/h} \qquad (3.8.5)$$

3.8.6 Coefficient de correction de l'intensité de précipitation

L'intensité de précipitation d'une durée de 1 heure, calculée précédemment, doit être corrigée afin de correspondre au temps de concentration du bassin à l'étude. Le calcul de ce coefficient de correction nécessite l'estimation du temps de concentration qui lui-même requiert la connaissance du coefficient de ruissellement de pointe, de la longueur et la pente du cours d'eau et selon le cas, de la superficie des bassins versants à l'étude.

Longueur (L_c) et pente (S_c) du cours d'eau

La longueur du cours d'eau se mesure à partir de l'exutoire en suivant le tracé du cours principal prolongé jusqu'à la ligne de crête, soit jusqu'à la limite du bassin versant. La figure 3.8.3 illustre ce prolongement par rapport à la situation naturelle de la figure 3.8.1.

La pente du cours d'eau est définie comme la pente « 85-10 », soit la pente moyenne du tronçon du cours d'eau localisé entre deux points se situant respectivement à 10% en amont de l'exutoire et à 15% en aval de la limite extrême du bassin versant. Les zones de chutes et de rapides sont exclues du calcul de cette pente.

Le graphique de la figure 3.8.6 illustre le profil longitudinal et le calcul de la pente « 85-10 » des cours d'eau des bassins à l'étude.

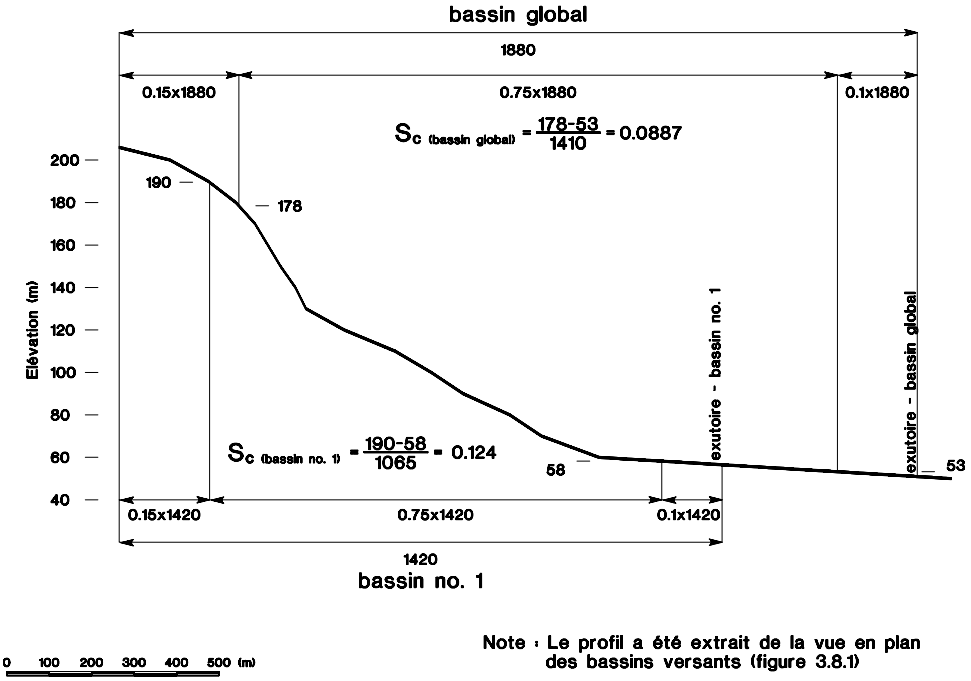


Figure 3.8.6 Pente « 85-10 » des cours d'eau (S_c)

Temps de concentration

Les coefficients de ruissellement se situent dans l'intervalle [0.20;0.40] et les pentes moyennes des cours d'eau sont supérieures à la limite minimale de 0.5%. Le calcul s'effectue donc avec la valeur de la pente réelle des cours d'eau.

L'équation 3.5.2a donne le temps de concentration du bassin à l'étude:

$$t_c = \frac{3.26\ (1.1 - C_p)\ L_c^{0.5}}{S_c^{0.33}} \qquad (3.5.2a)$$

où t_c : temps de concentration (min)
C_p : coefficient de ruissellement
L_c : longueur du cours d'eau (m)
S_c : pente « 85-10 » du cours d'eau (%)

Les temps de concentration des bassins no 1 et global sont respectivement de 45.9 et 59.2 min.

Coefficient de correction de l'intensité de précipitation

Dans le cas présent, comme les temps de concentration des bassins sont inférieurs à 1 heure, l'équation 3.5.1b doit être utilisée.

$$F_i = 12.25\ t_c^{-0.612} \qquad \text{pour } 10 \text{ min} < t_c < 1 \text{ h} \qquad (3.5.1b)$$

Les coefficients de correction des bassins no 1 et global sont donc respectivement de 1.178 et de 1.008.

3.8.7 Calcul du débit

Enfin, le calcul du débit d'une période de récurrence de 25 ans se fait à l'aide de l'équation 3.5.1d :

$$Q = \frac{C_p\ (F_i\ I)\ A_b}{360} \qquad \text{(métrique)} \qquad (3.5.1d)$$

Les débits respectifs des bassins sous étude sont donc :

bassin no 1 :

$$Q_{25} = \frac{0.243 \times (1.178 \times 43.4) \times 76.0}{360} = 2.62 \qquad (3.8.7a)$$

bassin global :

$$Q_{25} = \frac{0.239 \times (1.008 \times 43.4) \times 102.8}{360} = 2.99 \qquad (3.8.7b)$$

La zone à l'étude ne compte aucun lac ou marécage. Le coefficient de réduction pour le laminage de l'écoulement ne s'applique donc pas.

Le tableau 3.8.7a résume les principaux paramètres et résultats.

Tableau 3.8.7a Sommaire des paramètres et résultats

Paramètres		Bassin no 1	Bassin global
A_b	**- superficie du bassin versant (ha)**	76.0	102.8
A_L	**- superficie de lacs et de marécages**	0.0	0.0
S_b	**- pente moyenne du bassin (%)**	8.2	6.8
C_p	**- coefficient de ruissellement**	0.243	0.239
$I_{25;60}$	**- intensité de précipitation (mm/h)**	43.4	43.4
L_c	**- longueur du cours d'eau (m)**	1420	1880
S_c	**- pente « 85-10 » du cours d'eau (%)**	12.4	8.87
t_c	**- temps de concentration (min)**	45.9	59.4
F_i	**- coefficient de correction de l'intensité**	1.178	1.008
F_L	**- coefficient de réduction pour laminage**	1.00	1.00
Q_{25L}	**- débit (m^3/s)**	2.6	3.0

Pour passer à un débit d'une période de retour différente de 25 ans, le débit d'une période de retour de 25 ans est multiplié par les coefficients de conversion du tableau 3.7.2. Les valeurs obtenues apparaissent au tableau 3.8.7b.

Tableau 3.8.7b Sommaire des débits

Période de retour (années)	F_q	Débit (m^3/s)	
		Bassin no1	**Bassin global**
2	0.54	1.41	1.61
5	0.72	1.89	2.15
10	0.85	2.23	2.54
20	0.96	2.52	2.87
25	1.00	2.62	2.99
50	1.11	2.91	3.32
100	1.23	3.22	3.68

Les débits d'une période de retour de 10 ans sont donc respectivement de 2.2 et 2.5 m^3/s, pour les deux sites à l'étude cités en début d'exemple. Il est usuel d'arrondir le résultat final à un seul chiffre après le point.

RÉFÉRENCES

1. ARTC (Association des routes et du transport du Canada). Drainage Manual - volume 1, 1982.

2. Ven Te Chow. Handbook of Applied Hydrology. McGraw-Hill. 1964.

3. Gagnon, Gaétan. Manuel des ponceaux. Ministère des Transports du Québec, Service de l'hydraulique. 1973.

4. W.D.Hogg & D.A.Carr. Atlas de la fréquence des pluies au Canada. Programme climatologique canadien. Approvisionnements et Services, Canada. 1985.

5. J.Rouselle et al.. Hydrologie des crues au Canada. Conseil national de recherches, Canada. 1990.

6. SCS (Soil Conservation Service). Urban Hydrology for Small Watersheds. TR-55. U.S. Department of Agriculture. 1975.

ANNEXE 3

HYDROLOGIE

TABLE DES MATIÈRES

Tableau 3.4.1a	Coefficients de ruissellement - Zone rurale	3A-1
Tableau 3.4.1b	Coefficients de ruissellement - Zone urbaine	3A-2
Tableau 3.4.2c	Classification des sols par groupes hydrologiques à partir des cartes pédologiques	3A-3
Tableau 3.4.2d	Coordonnées des organismes responsables des cartes pédologiques et de dépôts de surface	3A-14
Figure 3.5.1b	Isohyètes de la moyenne de la précipitation totale d'une durée de 1 heure	3A-15
Figure 3.5.1c	Isohyètes de l'écart type de la précipitation totale d'une durée de 1 heure	3A-16
Figure 3.5.1d	Coefficient de correction de I en fonction du temps	3A-17
Tableau 3.5.2	Équations - Temps de concentration	3A-18
Figure 3.6	Effet de laminage des lacs et marécages	3A-19
Figure 3.7.1	Courbes du risque	3A-20

LISTE DES FORMULAIRES

Formulaire 3.1	Tableau type pour le calcul du coefficient de ruissellement pondéré - zone rurale	3A-21
Formulaire 3.2	Tableau type pour le calcul du coefficient de ruissellement pondéré - zone urbaine	3A-22
	Tableau sommaire pour le calcul du coefficient de ruissellement	3A-22
Formulaire 3.3	Tableau sommaire des paramètres et résultats	3A-23
	Tableau sommaire des débits	3A-23
Formulaire 3.4	Tableau sommaire d'un site d'étude	3A-24

Tableau 3.4.1a Coefficients de ruissellement - Zone rurale

COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT C_p ZONE RURALE								
VÉGÉTATION		**PENTE S_b**	**CLASSIFICATION HYDROLOGIQUE**					
			A	**AB**	**B**	**BC**	**C**	**CD**
CULTURE								
	PLAT	**< 3%**	**0.22**	**0.30**	**0.36**	**0.41**	**0.47**	**0.51**
	VALLONNÉ	**3 à 8%**	**0.25**	**0.34**	**0.43**	**0.51**	**0.59**	**0.67**
	MONTAGNEUX	**> 8%**	**0.32**	**0.43**	**0.51**	**0.61**	**0.67**	**0.73**
PÂTURAGE								
	PLAT	**< 3%**	**0.08**	**0.12**	**0.17**	**0.25**	**0.34**	**0.43**
	VALLONNÉ	**3 à 8%**	**0.10**	**0.17**	**0.25**	**0.33**	**0.43**	**0.51**
	MONTAGNEUX	**> 8%**	**0.20**	**0.29**	**0.39**	**0.47**	**0.56**	**0.64**
BOISÉ								
	PLAT	**< 3%**	**0.04**	**0.09**	**0.15**	**0.21**	**0.29**	**0.37**
	VALLONNÉ	**3 à 8%**	**0.07**	**0.12**	**0.19**	**0.26**	**0.34**	**0.43**
	MONTAGNEUX	**> 8%**	**0.11**	**0.18**	**0.26**	**0.34**	**0.43**	**0.51**
LAC ET MARÉCAGE		**0.05**						

Tableau 3.4.1b Coefficients de ruissellement - Zone urbaine

COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT C_p ZONE URBAINE		
DESCRIPTION	**MINIMUM**	**MAXIMUM**
PAVAGE (ASPHALTE OU BÉTON)	**0.80**	**0.95**
TERRE PLEIN	**0.20**	**0.40**
ROUTE DE GRAVIER ET ACCOTEMENT	**0.40**	**0.60**
TOITURE	**0.70**	**0.95**
ZONE COMMERCIALE **- CENTRE VILLE** **- BANLIEUE**	 **0.70** **0.50**	 **0.95** **0.70**
ZONE INDUSTRIELLE **- PEU DENSE** **- DENSE**	 **0.50** **0.60**	 **0.80** **0.90**
ZONE RÉSIDENTIELLE **- UNIFAMILIALE** **- MULTIPLES, DÉTACHÉES** **- MULTIPLES ATTACHÉES** **- BANLIEUE**	 **0.30** **0.40** **0.60** **0.25**	 **0.50** **0.60** **0.75** **0.40**
MAISONS À APPARTEMENTS	**0.50**	**0.70**
PARC ET CIMETIÈRE	**0.10**	**0.25**
TERRAIN DE JEU	**0.20**	**0.35**
CHEMIN DE FER	**0.20**	**0.35**
TERRAIN VAGUE	**0.10**	**0.30**

Tableau 3.4.2c Classification des sols par groupes hydrologiques à partir des cartes pédologiques

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
Abénakis	l.a	C	Baudette	l.li	BC
Achigan	l.s	AB	Baudette	l.li.a	C
Achigan	s	AB	Baudette	l.s	B
Achille	l.s	B	Baudette	l.s.a	B
Adrien	l.m	B	Bearbrook	a	C
Adstock	l.m	B	Bearbrook	a.li	C
Afrique	s	A	Bearbrook	l	BC
Albanel	a	C	Bearbrook	l.li.a	C
Allumette	l	B	Beaudette	l.li.a	C
Allumette	l.li	BC	Beauharnois	s	AB
Allumette	l.s	B	Beaupré	s	A
Alma	l	B	Beaurivage	l.s	B
Alma	l.li	BC	Beaurivage	l.s.m	B
Alverne	s	AB	Beaurivage	l.s.g	AB
Anaclet	l.g	AB	Beaurivage	l.g	B
Ange-Gardien	l.m	B	Beaurivage	s	A
Ange-Gardien	l	BC	Beaver-Brook	l	BC
Anse-à-la-Cabane	l.s	B	Bécancour	l.s	B
Arago	l	B	Becket	l	B
Arago	l.m	B	Becket	l.m	B
Arago	l.s	B	Bedford	a	C
Argenteuil	l.s	B	Bedford	l	B
Argentenay	s	AB	Bedford	l.a	C
Arthabaska	l.s	B	Bedford	l.s	B
Ascension	s	A	Bedford	l.s.a	B
Ascot	l	B	Bégin	l.s	B
Ascot	l.s	B	Béland	l.s	B
Ascot	l.s.m	B	Belle-Anse	l.a	C
Assomption	l	B	Bellefine	l.s	B
Assomption	l.li	BC	Belle-Rivière	l.s	B
Aston	l	BC	Bellevue	l	BC
Aston	l.s	B	Bellevue	l.s	B
Aston	s	AB	Berkshire	l	B
Audet	l	B	Berkshire	l.m	B
Aumond	l.s	B	Berthier	l.a	C
Aurigny	l	B	Berthier	l.li.a	C
Auteuil	a.lo	CD	Besserer	l.s	B
Aylmer	l	B	Bevin	l.s	AB
Baie-St-Paul	l.s	B	Bevin	s	AB
Baptiste	s	AB	Bic	l	BC
Baptiste	l.s	B	Bic	l.a	C
Batiscan	l.li	BC	Bishopton	s	AB
Baudette	l	B	Blandford	l	B
Baudette	l.a	C	Blandford	l.g	B

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES

Série	Txt	Cl	Série	Txt	Cl
Blandford	l.s	B	Cap-à-l'Aigle	s.m	B
Blandine	l.li	BC	Cap-Santé	s	A
Blondelle	l.s	B	Carder	l.s	B
Blouin	l.a	C	Carder	s	A
Bois-Francs	l.s	B	Carillon	l.s.g	AB
Boisville	l	B	Casgrain	l.a	C
Botreaux	l.s	B	Cassien	l.s.m	B
Botreaux	s	AB	Castonguay	l.s	B
Botreaux	l	BC	Cazeau	l.a	C
Boucherville	l	B	Chabot	l.g	B
Boucherville	l.a	C	Chabot	l	BC
Bouchette	l	BC	Chaloupe	l	BC
Bouchette	l.li	C	Chaloupe	l.a	BC
Bouchette	l.a	C	Chaloupe	l.li	C
Bouchette	l.li.a	C	Chaloupe	l.s	B
Boulanger	l.s	B	Chambly	a.li	C
Bourget	l	B	Chambly	l	B
Brandon	a	C	Chambly	l.a	C
Brandon	l.a	C	Chambly	l.li.a	C
Brandon	l.li	C	Chambord	l	B
Brandon	l.li.a	C	Chambord	l.s.g	AB
Breault	l.s	B	Champlain	l.li	C
Brébeuf	l	B	Chapais	l	B
Brébeuf	l.li	BC	Chapais	l.m	B
Brébeuf	l.s	B	Chapais	l.g	B
Broin	s	A	Chapais	l.s	B
Brompton	l.m	B	Chapais	l.s.m	B
Brompton	l	BC	Chapdelaine	l.a	C
Brompton	l.a	C	Chapeau	a.li	C
Brompton	l.g	B	Chapeau	a	C
Brompton	l.s	B	Chapeau	l.a	BC
Brompton	l.s.g	AB	Chapeau	l.li	BC
Bullard	l.li	C	Charlemagne	l.s	B
Bullard	l.s	B	Charlevoix	l.s	B
Cabano	a	C	Châteauguay	l	B
Calais	l	B	Châteauguay	l.a	C
Calais	l.li	C	Châteauguay	l.li	BC
Calder	s	A	Châteauguay	l.m	B
Calder	s.m	B	Chester	l.m	B
Caldwell	l	B	Chester	l.s	B
Caldwell	l.li	BC	Chicot	l	B
Calumet	l.s	B	Chicot	l.s	B
Camille	l.m	B	Chicoutimi	a	C
Caouette	l.s	B	Chicoutimi	a.li	C

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
Chicoutimi	l.a	C	Dequen	l.s.m	B
Chicoutimi	a.lo	CD	Des Aïeux	l	B
Chute	l.a	C	Des Indiens	l.s	B
Clermont	l.s	B	Des l'Aigles	s	AB
Coaticook	l.a	C	Des Orignaux	l	B
Coffin	s	A	Des Pins	l	B
Coleraine	l	B	Des Pins	l.s	B
Colton	l.s	B	Des Saults	l	B
Colton	s	A	Des Saults	l.li	BC
Comis	l.li	BC	Des Saults	l.s	B
Comporté	s	AB	Des Tours	s	A
Compton	l.m	B	Desbiens	s	A
Comtois	l	B	Desbiens	s.m	B
Comtois	l.a	C	Deschaillons	l	B
Comtois	l.s.a	B	Deschaillons	s	A
Corbin	l.s	B	Dessaint	l	B
Corbin	l.li	C	Dessaint	l.s	B
Corbin	l	BC	Diable	l.s	A
Corfu	s	AB	Diable	s	A
Coteau	l.s	B	Dionne	l.g	B
Coulonge	l.s	B	Dionne	l.s	B
Courval	l.s	B	Dionne	s	AB
Courval	l	B	Ditchfield	l.s	B
Courval	l.s.m	B	Dolbeau	l.s	B
Courval	s	AB	Donat	l.li	C
Covey	l.s	B	Donat	l.li.a	C
Dalhousie	a	C	Dorval	a	C
Dalhousie	l.a	C	Dorval	l.a	C
Dalhousie	l.li	BC	Dosquet	l.s	B
Dalhousie	l.li.a	C	Dosquet	l.s.g	AB
Dallaire	l	B	Dosquet	l.s.m	B
Danby	l.s.g	AB	Dosquet	s	A
Danby	s	A	Dosquet	l.g	B
Dandy	l.s	B	Dosquet	l	B
Dauphine	a.li	C	Douglas	l.s	B
De Guire	s	AB	Drolet	l.li	BC
De l'Anse	a.li	C	Du Bourrelet	l	BC
De l'Anse	l	BC	Du Bourrelet	l.s	B
De l'Anse	l.a	C	Du Cap	l.li	BC
De l'Anse	l.s	B	Du Contour	l	B
Deligny	l.s	AB	Du Coutour	l.s	B
Deligny	s	AB	Du Chenaux	l.li.a	BC
Demers	l.li	C	Du Creux	l	B

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
Du Creux	l.a	C	Fourchette	l	BC
Du Creux	l.s.a	B	Fourchette	l.s	B
Du Febvre	l.a	C	Fourchette	s	AB
Du Febvre	l.li.a	C	Francoeur	g	AB
Du Jour	a	C	Francoeur	l.s	B
Du Jour	l	BC	Fortin	s	A
Du Jour	l.a	C	Fouquette	l	BC
Du Moine	l	BC	Fouquette	l.s.a	BC
Du Moine	l.a	C	Franklin	g	A
Du Moine	l.li	C	Franklin	s	A
Du Moine	l.li.a	C	Gagné	l.s	AB
Du Mont	l.li	C	Gamache	l.g	B
Dubuc	l.s	B	Gardien	l.s	AB
Duchêne	a	C	Garneau	l	B
Duchêne	l.a	C	Garneau	l.s	B
Duclos	l.s	B	Gatineau	l.s	B
Dufferin	l	BC	Gauthier	l.s	B
Dufferin	l.li	C	Gayhurst	l.s	B
Dufferin	l.s	B	Gayhurst	l.li	BC
Dumas	l.s	B	Gédéon	l.li	BC
Dumont	l	B	Gentilly	l.a	C
Dupas	l	B	Girard	l.s	B
Dupas	l.a	C	Glassville	l.s.a	BC
Dupas	l.s.a	BC	Gobeil	l	B
Dupas	l.li.a	C	Gobeil	l.li	C
Dupuis	l.li	C	Godfroy	a	C
Dupuis	l	BC	Godfroy	l.a	C
Durham	l.s.a	C	Godfroy	l.s.a	B
Echo Vale	l.a	C	Gouffre	s	A
Éphrem	l	B	Grande-Côte	a	C
Étang du Nord	s	AB	Grande-Coulée	l.s.g	AB
Éternité	s	A	Grande-Ligne	l.s	B
Éternité	l.s.g	AB	Grande-Ligne	g	A
Fabien	l	BC	Grande-Ligne	s	A
Farmington	l	B	Grande-Rapide	a	C
Farmington	l.a	BC	Grande-Rapide	l.a	C
Farmington	l.s.m	B	Grandfalls	l.s	A
Farmington	l.s.g	B	Grand-Fond	s.m	B
Fatima	s	A	Grand-Remous	l	B
Fleuriault	l.li	C	Grand-Remous	l.li	BC
Fleury	l.s	B	Grand-Ruisseau	l.a	C
Fleury	s	AB	Grand-Ruisseau	a	C
Forsyth	l.s	B	Grantham	l.a	C
Fortierville	l.a	C	Greensboro	l	B

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
Greensboro	l.li	BC	Jolin	l.s	B
Greensboro	l.m	B	Joly	a	C
Grignon	s	A	Joly	l.a	C
Grondines	l	BC	Joly	l.li.a	C
Grondines	l.li	C	Joseph	l.s	B
Gros Ruisseau	l	BC	Joseph	s	AB
Gros-Cap	s	AB	Kamouraska	a	C
Grosse-île	l.s	B	Kamouraska	a.lo	CD
Guimond	l.s	AB	Kamouraska	l	BC
Guindon	l.s	B	Kamouraska	l.a	C
Guindon	s	A	Kamouraska	l.li	C
Gunn Brook	l.s	B	Kénogami	s	A
Hamann	l.s	B	Kierkoski	l	BC
Harvey	l.s	B	Kierkoski	l.a	C
Havelock	l	BC	Kierkoski	l.li.a	C
Havelock	l.a	C	Kierkoski	l.s	B
Havelock	l.li	C	Knowlton	l.s.g	AB
Havre-Aubert	s	AB	Kingsey	l.s	B
Havres-aux-Maison	l	B	Kingsey	l	B
Hébertville	a	C	Kingsey	l.m	B
Hemmming-Fall	s	AB	La Baie	l.a	C
Henryville	a.li	C	La Baie	l.s.a	BC
Henryville	l	B	La Fourche	l	B
Henryville	l.a	C	La Fourche	l.s	B
Herdman	l.s	B	La Loutre	l.s	B
Hilarion	s	A	La Loutre	l	B
Holmesville	l.li	BC	La Malbaie	l.li.a	C
Honfleur	s	A	La Mare	l.s	B
Houde	l.s	AB	La Pocatière	a	C
Howick	a.li	C	La Pocatière	l	B
Howick	l.li.a	C	La Pocatière	l.s.a	C
Hull	l.s	B	La Pocatière	l.a	C
Iberville	l.a	C	La Présentation	s	AB
Ignace	l.s.a	B	Labarre	l.a	C
Irénée	l.s	B	L'Acadie	l.a	C
Iverness	l	BC	Lac-des-îles	l.m	B
Iverness	l.s	B	Lachute	l	B
Ivry	l.s	B	Lachute	l.li	BC
Ivry	s	A	Lachute	l.s	B
Ixworth	l	BC	Lacolle	l.s	B
Ixworth	l.s.a	BC	Lacolle	l	BC
Joachim	l	BC	Lac-Orignal	l.s	B
Johnville	l	B	Lac-Rocheux	l.m	B
Joliette	s	AB			

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
Lafleur	l.a	C	Lévrard	l.a	BC
Lafontaine	l	BC	Lévrard	l.li	BC
Lafontaine	l.a	C	Lingwick	l.m	B
L'Ail	l.s	B	Lionel	l.li	BC
Lakefied	l.s.m	B	Lisgar	a	C
Lambton	l	B	Lombrette	l.s	B
Lambton	l.s	B	Longueuil	a.li	C
Lanoraie	s	A	Longueuil	a.lo	CD
Laplaine	a	C	Longueuil	l	BC
Laplaine	a.lo	CD	Longueuil	l.a	C
Laplaine	l.a	C	Longueuil	l.li.a	C
Laplaine	l.li.a	C	Luce	l.s	AB
Lapointe	l.s	B	Luce	l	B
Laprairie	l	BC	Lyster	s	A
Laprairie	l.a	C	MacDonald	l.a	C
Larose	l.s	B	MacDonald	l.s	B
Larouche	a.li	C	Madelinot	l.s	B
Larouche	a	C	Magog	l.li	BC
Larouche	l.a	C	Magog	l	B
Laterrière	l	B	Maheux	l	B
L'Atrée	l.s	B	Manie	l	B
L'Atrée	l.s.m	B	Maniwaki	l.a	C
Laurison	l	BC	Maniwaki	l.li.a	C
Laval	l.a	C	Maras	l.m	B
Laval	l.s	B	Marelan	l.s	B
Lavernière	l.s	B	Marlow	l.li	C
Le Bassin	l.s	B	Marsolet	l	BC
Le Bras	l.s	B	Martel	l.s	B
Lechasseur	l.s	B	Mascouche	l.a	C
Lechasseur	s	A	Mascouche	l.li.a	C
Leeds	l	B	Massueville	l.s	B
Leeds	l.g	B	Massueville	s	AB
Leeds	l.m	B	Matambin	l.s	B
Leeds	l.s	B	Matambin	s	AB
Leitrim	l.g	B	Mathieu	l.g	B
Lennoxville	l.a	C	Mathilda	l	B
Lery	l.s	B	Mathilde	l.s	B
Les Éboulements	l	B	Matilda	l	B
Les Hauteurs	l.li	BC	Mawcook	l	BC
Lesage	l.s.g	AB	Mawcook	l.a	C
Lesage	l.s	B	Mawcook	l.s	B
Lessard	l.g	B	Mawcook	l.s.g	AB
Lessard	l.s.g	AB	Mawcook	s	AB
Lévrard	l	B	Mawcook	l.g	B

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
McGee	l.s	B	Napierville	l	B
Melbourne	l	B	Neigette	l.li	BC
Melbourne	l.s	B	Neubois	l	B
Ménard	l.s	B	Neubois	l.s	B
Mérici	l.g	B	Neuville	l.s	B
Mesy	l.s	B	Nicolet	l.a	C
Méthode	l.s	B	Nobertville	l.s	B
Michauville	l.s	B	Normandin	a	C
Michauville	s	AB	Norton	l.s.g	AB
Miche	l.s	B	Norton	l	B
Milby	l.li	BC	Norton	l.li	BC
Milby	l.s	B	Odile	l.li.a	C
Milby	s	A	O'hara	l	B
Mille-Isles	s	A	Oka	l	B
Millerand	l.m	B	Orford	l.li	BC
Milot	l.s	A	Orford	l.s	B
Milot	s	A	Orford	l	B
Milton	l	BC	Orléans	l.li.a	C
Misère	l.s	B	Ormstown	l.li	BC
Mistassini	s	AB	Ormstown	l.a	C
Mistoue	a	C	Osgoode	l.li	BC
Mitis	l.s	B	Osgoode	l.s	B
Mont Dostie	l	B	Ottawa	s	A
Montarville	s	AB	Painchaud	l.li	BC
Mont-Carmel	l	B	Painchaud	l	B
Mont-Carmel	l.m	B	Painchaud	l.g	B
Montcerf	l.a	C	Painchaud	l.m	B
Montcerf	l.li.a	C	Palmer	l.s.g	AB
Montesson	l	B	Palmer	l.s	B
Montesson	l.s	B	Paré	l.a	C
Mont-Joli	l.a	C	Parent	s	A
Mont-Joli	l.li	BC	Pelletier	s	AB
Mont-Lebel	l.li	BC	Peltier	l.a	C
Montmagny	l.li	BC	Pémonka	s	AB
Montmagny	l.li.a	C	Péninque	s	A
Montmorency	l.a	C	Pérade	l	B
Mont-Rolland	l.s	B	Péribonka	l.li	BC
Mont-Rolland	l.s.g	AB	Périgny	l.s	B
Mont-Rolland	s	A	Périgny	s	A
Monument	l.li	BC	Perrot	l.s	B
Moreau	l	B	Perrot	l.s.g	AB
Morin	s	A	Perrot	l.s.m	B
Napierville	l.s.a	B	Perry	l.s	B
Napierville	l.s	B	Perry	s	A

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
Persil	s	AB	Racine	l.s	B
Persil	l.s	B	Raimbault	l.s	AB
Péru	l	BC	Raimbault	l	B
Petit Lac	l.m	B	Rémi	l.s.g	AB
Petit Lac	l.li	BC	Répentigny	l.a	BC
Petit Lac	l	B	Rhéaume	l.s	B
Petite-Rivière	s.m	B	Richelieu	a	C
Picoudi	l	BC	Richelieu	l.a	C
Piedmont	l	B	Richelieu	l.s	B
Piedmont	l.s	B	Richer	l.s	B
Piedmont	s	A	Rideau	a	C
Pierreville	l	BC	Rideau	a.li	C
Pierreville	l.a	BC	Rideau	l	B
Pierreville	l.s	B	Rideau	l.a	C
Placide	l.s	AB	Rideau	l.li.a	C
Platon	a	C	Rideau	a.lo	CD
Platon	a.li	C	Rigaud	l	B
Pleureuse	l.s	B	Rigaud	l.s.g	AB
Pohénégamook	l.g	B	Rimouski	l.g	B
Pohénégamook	l.s	B	Ripon	l.s	B
Pohénégamook	l.s.g	AB	Ripon	s	A
Point-Basse	l.s	B	Risborough	l.s.m	B
Poitras	l.a	C	Rivière-aux-Bleuets	l.s.g	AB
Pontgravé	l.a	C	Rivière-aux-Rats	l.li	C
Pontiac	l	B	Rivière-aux-Rats	l	BC
Pontiac	l.a	C	Rivière-du-Loup	l	B
Pontiac	l.li	BC	Rivière-du-Loup	l.m	B
Pontiac	l.li.a	C	Rivière-du-Loup	l.s	B
Pot-au-Beurre	l	B	Rivière-du-Loup	l.s.g	AB
Pont-Rouge	s	AB	Rivière-du-Loup	l.s.m	B
Prairie	l.s	AB	Rivière-du-Moulin	l.li	C
Prairie	s	AB	Rivière-Mailloux	l.a	C
Prémont	l	B	Rivière-Rouge	l.g	B
Proulx	l.s	B	Rivière-Verte	l.s	B
Proulx	s	AB	Robertval	l.a	C
Provençal	l	BC	Roccin	l	B
Provençal	l.s	B	Rockbrun	l.s	B
Provençal	l.a	C	Rosaire	s	A
Providence	a.li	C	Rouge	l.s	B
Providence	l	BC	Rougemont	l	B
Providence	l.a	C	Rougemont	l.g	B
Providence	l.li.a	C	Rougemont	l.s.g	AB
Puces	l.s	AB	Rougemont	s	A
Quisibis	l.li	C	Rougemont	l.s	B

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
Roxton	l.s.a	B	St-Aimé	l.a	C
Roxton	l	B	St-Aimé	l.li.a	C
Roxton	l.s.g	AB	St-Aimé	l.s	B
Rubicon	l.li	BC	St-Alexandre	l	BC
Rubicon	l.s	B	St-Alexandre	l.s.g	AB
Ruisseau-du-Loup	l.li	C	St-Alexandre	l.s.a	BC
Ruisseau-Tradif	l	B	St-Amable	l.s	B
Sabrevois	a.li	C	St-Amable	s	A
Sabrevois	l	BC	St-Amable	s.m	B
Sabrevois	l.a	C	St-André	l.g	B
Sabrevois	l.li.a	C	St-André	l.m	B
Sagard	s	A	St-André	l.s	B
Sagnenay	s	AB	St-André	l.s.g	AB
Saguenay	s.m	B	St-André	l.s.m	B
Salomé	l	B	St-André	s	A
Salomon	l	B	St-Anicet	l.a	C
Salvail	s	A	St-Antoine	l.s.g	AB
Samson	l.li	BC	St-Antoine	s	A
Savane	l.s	B	St-Barbe	a.li	C
Savoie	l.li	C	St-Barbe	l	BC
Savoie	l.s	B	St-Benoît	l.s	B
Séraphine	s	AB	St-Benoît	s	A
Séraphine	l.s	B	St-Bernard	l	B
Sergent	s	A	St-Bernard	l.a	C
Shefford	l	B	St-Bernard	l.m	B
Sheldon	l.li	BC	St-Bernard	l.g	AB
Sheldon	l.s	B	St-Bernard	l.s	B
Sheldon	s	A	St-Bernard	s	A
Shenley	l.li	BC	St-Blaise	a.lo	CD
Sherbrooke	l	B	St-Blaise	a.li	C
Sherbrooke	l.s	B	St-Blaise	l	BC
Shipshaw	s	A	St-Blaise	l.a	C
Shipton	l.s	B	St-Blaise	l.li.a	C
Simard	l.s	AB	St-Blaise	l.s	B
Siméon	s	AB	St-Blaise	l.s.a	BC
Siméon	l.s	AB	St-Bruno	l.s.g	B
Sorel	s	A	St-Bruno	l.s.m	B
Soulanges	l	B	St-Colomban	l.s.m	B
Soulanges	l.li.a	C	St-Damase	l	B
Soulanges	l.s	B	St-Damase	l.s	B
Soulanges	l.s.m	B	St-Damase	s	A
Spalding	l.li	BC	St-Faustin	l.s	B
Squateck	l.li	C	St-Faustin	l.s.g	AB
St-Aimé	l	BC	St-Francis	l.s	B

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
St-François	l.s	B	St-Onésime	l.m	B
St-François	l.s.g	AB	St-Ours	l.li	C
St-François	s	A	St-Ours	l	BC
St-Gabriel	l.s	B	St-Ours	l.li.a	C
St-Gabriel	l.s.g	AB	St-Pacôme	l.s.g	AB
St-Gabriel	s	A	St-Pacôme	s	A
St-Grégoire	l.s	B	St-Pascal	a	C
St-Hubert	l	BC	St-Pascal	l	B
St-Hubert	l.li.a	C	St-Pascal	l.a	C
St-Hyacinthe	l.li.a	C	St-Patrice	l	BC
St-Hyacinthe	l.li	BC	St-Patrice	l.s	B
St-Hyacinthe	l	BC	St-Patrice	s	AB
St-Jacques	l.li	C	St-Philippe	a	C
St-Joseph	l.s.g	AB	St-Philippe	l.a	C
St-Jovite	l.s	B	St-Pierre	a	C
St-Jude	l	B	St-Prime	l.g	B
St-Jude	l.s	B	St-Raymond	l	B
St-Jude	l.s.m	B	St-Raymond	l.m	B
St-Jude	s	AB	St-Régis	l	B
St-Laurent	a	C	St-Roch	a.li	C
St-Laurent	a.li	C	St-Roch	l.a	C
St-Laurent	l	B	St-Romain	l.s	B
St-Laurent	l.a	C	St-Samuel	l.s	B
St-Laurent	l.li.a	C	St-Samuel	s	AB
St-Laurent	l.s.a	BC	St-Sébastien	l	B
St-Louis	s	AB	St-Sébastien	l.g	B
St-Lucien	l.s	B	St-Sébastien	l.a	C
St-Marcel	a.li	C	St-Sébastien	l.s	B
St-Marcel	l.a	C	St-Sylvère	l.s	B
St-Marcel	l.li.a	C	St-Thomas	s	A
St-Mathieu	l.s	B	St-Urbain	a	C
St-Mathieu	l	BC	St-Urbain	a.li	C
St-Mathieu	l.a	C	St-Urbain	l	BC
St-Méthode	s	AB	St-Urbain	l.a	C
St-Michel	l.li	BC	St-Urbain	l.li.a	C
St-Nicolas	l.a	C	St-Valentin	l	B
St-Nicolas	l.g	B	St-Valentin	l.s	B
St-Nicolas	l.m	B	St-Vincent	l	B
St-Nicolas	l.s.g	AB	Ste-Agathe	l.s	B
St-Nicolas	l.s.a	B	Ste-Agathe	l.s	A
St-Nicolas	l.s.m	B	Ste-Agathe	s	A
St-Omer	s	A	Ste-Brigide	l.a	C
Stonefield	l.s.m	B	Ste-Brigide	l.s	B
St-Onésime	l	B	Ste-Brigide	l	BC

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
Ste-Cécile	l.s	B	Terrebonne	l.s	AB
Ste-Hélène	l.s	B	Thetford	l.s	B
Ste-Hélène	l.s.g	AB	Thetford	s	AB
Ste-Hélène	s	A	Ticouapé	s	AB
Ste-Julie	l	B	Tilly	a	C
Ste-Julie	l.a	C	Tilly	l.a	C
Ste-Justine	l.s	B	Tilly	l.li.a	C
Ste-Marie	l	B	Tingwick	l.s	B
Ste-Marie	l.s	B	Touladi	l.li	C
Ste-Philomène	l.s	B	Tourmente	l	B
Ste-Philomène	l.s.a	B	Tremblay	l.s	B
Ste-Philomène	l.s.g	AB	Trottier	l.a	C
Ste-Philomène	s	A	Undine	l.li	BC
St-Epiphane	l.s	B	Uplands	l.s	B
St-Epiphane	s	AB	Uplands	s	A
Ste-Rosalie	a	C	Valère	s	AB
Ste-Rosalie	a.li	C	Valin	l.s	B
Ste-Rosalie	a.lo	CD	Vaudreuil	l.s	B
Ste-Rosalie	a.s	C	Vaudreuil	l	BC
Ste-Rosalie	l.li	BC	Vaudreuil	s	AB
Ste-Rosalie	l.a	C	Vauvert	l.s	B
Ste-Rosalie	l.li.a	C	Vianney	l.s	B
Ste-Rosalie	l.s.a	BC	Victoria	l	B
Ste-Rose	l	BC	Vien	l.s	AB
Ste-Rose	l.s	B	Vien	s	AB
Ste-Sophie	s	A	Vigneault	l.s	B
Ste-Sophie	l.s	B	Villeroy	l.s	A
Ste-Zotique	l.li	C	Villeroy	s	A
Ste-Zotique	l.s	B	Vimy	l.li	BC
Ste-Zotique	l.s.m	B	Vimy	l	B
Suffield	l.li	BC	Warwick	l.s	B
Suffield	l	B	Warwick	s	A
Suffield	l.a	C	Weedon	l	B
Sunday	l.s	B	Wendover	a	C
Sunday	s	AB	Whitton	l	B
Taché	l	B	Winslow	l.s	B
Taché	l.li	BC	Woodbridge	l	B
Taché	l.li.a	C	Wottonville	l	BC
Taillon	l	B	Yamaska	l.li	BC
Taillon	l.li	BC	Yamaska	l	B
Taschereau	l.s	B	Yamaska	l.s	B
Témis	a	C	Yamaska	l.a	C
Terrebonne	l.a	C	Zacharie	l.s	B

Tableau 3.4.2d Coordonnées des organismes responsables des cartes pédologiques et de dépôts de surface

Cartes pédologiques

- BIBLIOTHÈQUE CANADIENNE DE L'AGRICULTURE
  Centre de recherche et de développement
  sur les sols et les grandes cultures
  2560, boulevard Hochelaga
  Sainte-Foy, Qc
  G1V 2J3
  Téléphone : (418) 657-7980
  Télécopieur : (418) 648-2402

- INSTITUT DE RECHERCHE ET
  DE DÉVELOPPEMENT EN AGROENVIRONNEMENT
  Centre de recherche
  2700, rue Einstein, B.1.310
  Sainte-Foy, Qc
  G1P 3W8
  Téléphone : (418) 643-2787
  Télécopieur : (418) 644-6855

Cartes de dépôts de surface

- DIRECTION DES INVENTAIRES FORESTIERS
  Ministère des Ressources naturelles
  880, chemin Sainte-Foy, 3^{e} étage
  Québec, Qc
  G1S 4X4
  Téléphone : (418) 627-8669
  Sans frais : 1-877-9FORÊTS (1-877-936-7387)
  Télécopieur : (418) 644-9672

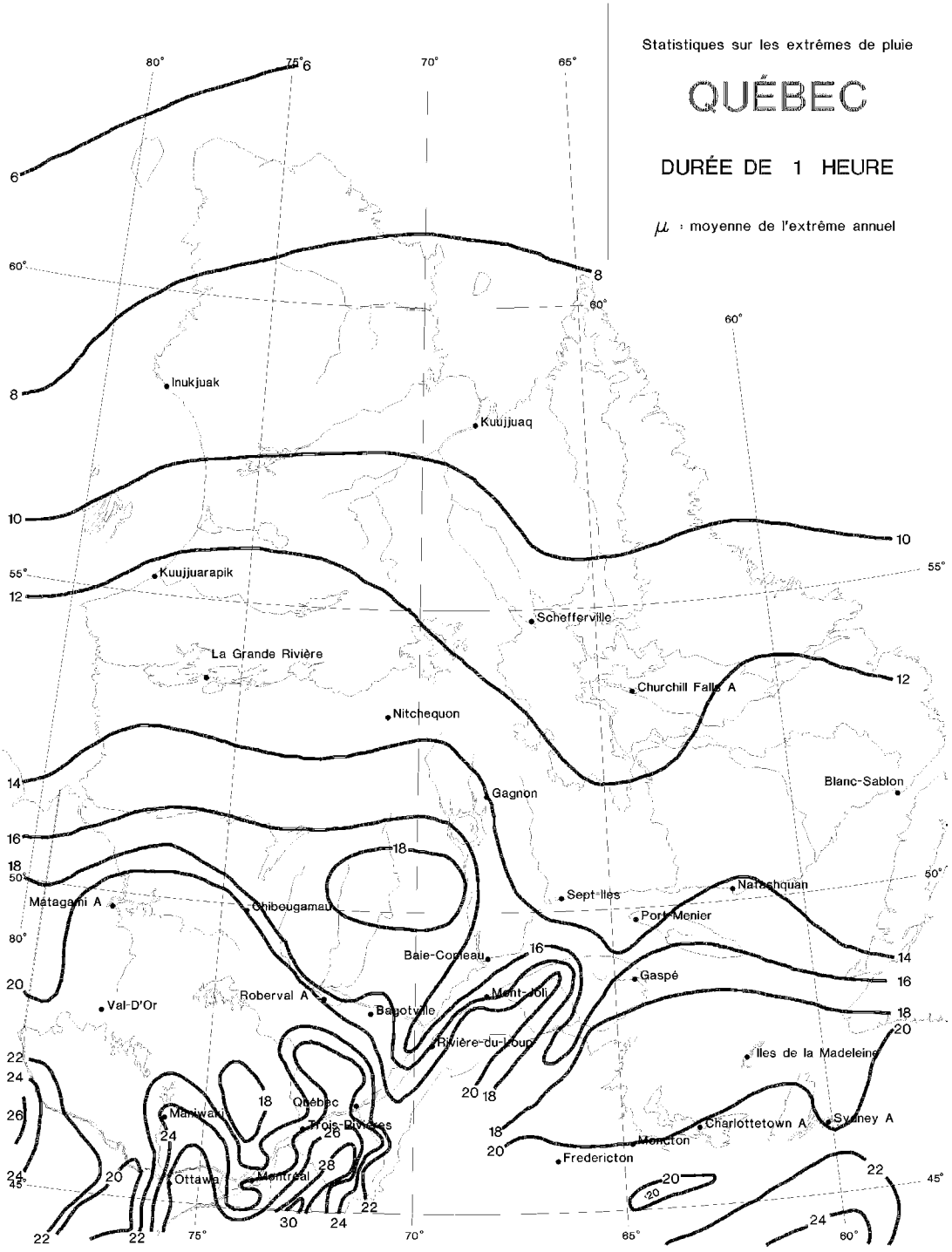


Figure 3.5.1b Isohyètes de la moyenne de la précipitation totale d'une durée de 1 heure

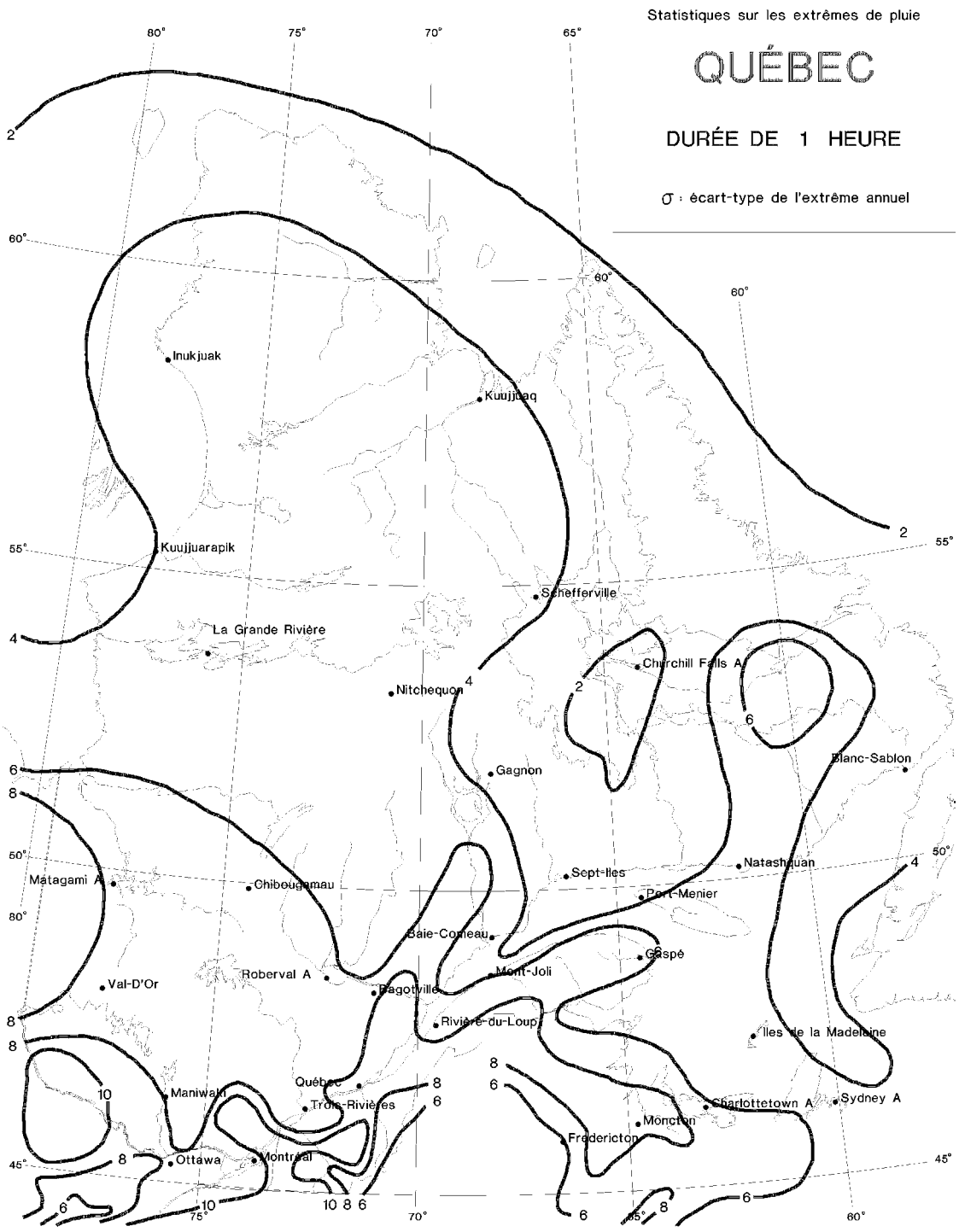


Figure 3.5.1c Isohyètes de l'écart type de la précipitation totale d'une durée de 1 heure

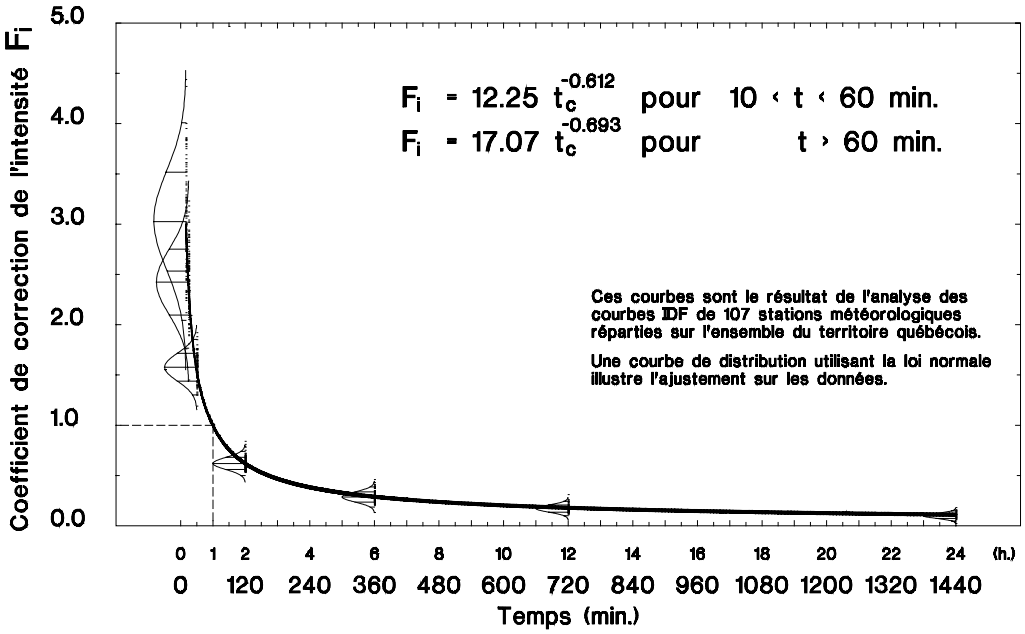


Figure 3.5.1d Coefficient de correction de I en fonction du temps

Tableau 3.5.2 Équations - Temps de concentration

$C_p < 0.40$

$$t_c = \frac{3.26\,(1.1 - C_p)\,L_c^{0.5}}{S_c^{0.33}} \qquad (3.5.2a)$$

où t_c : temps de concentration (min)
C_p : coefficient de ruissellement
L_c : longueur du cours d'eau (m)
S_c : pente « 85-10 » du cours d'eau (%)

si $C_p \leq 0.20$, $S_{c\,min} = 0.1\%$
si $0.20 < C_p < 0.40$, $S_{c\,min} = 0.5\%$

$t_{c\,min} = 10$ min

$C_p > 0.40$

$$t_c = \frac{0.057\,L_c}{S_c^{0.2} A^{0.1}} \qquad (3.5.2b)$$

où t_c : temps de concentration (min)
L_c : longueur du cours d'eau (m)
S_c : pente « 85-10 » du cours d'eau (%)
A : superficie du bassin versant (ha)

$t_{c\,min} = 10$ min

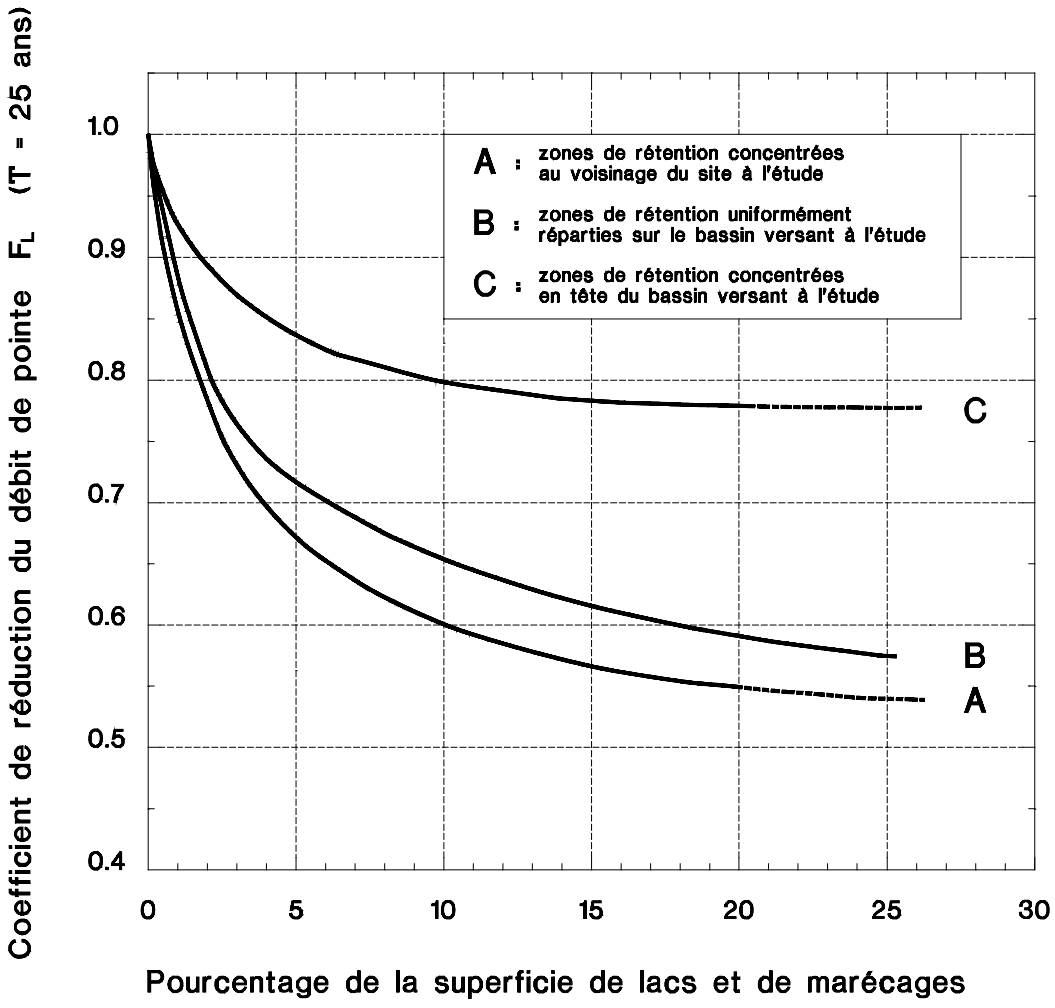


Figure 3.6 Effet de laminage des lacs et marécages

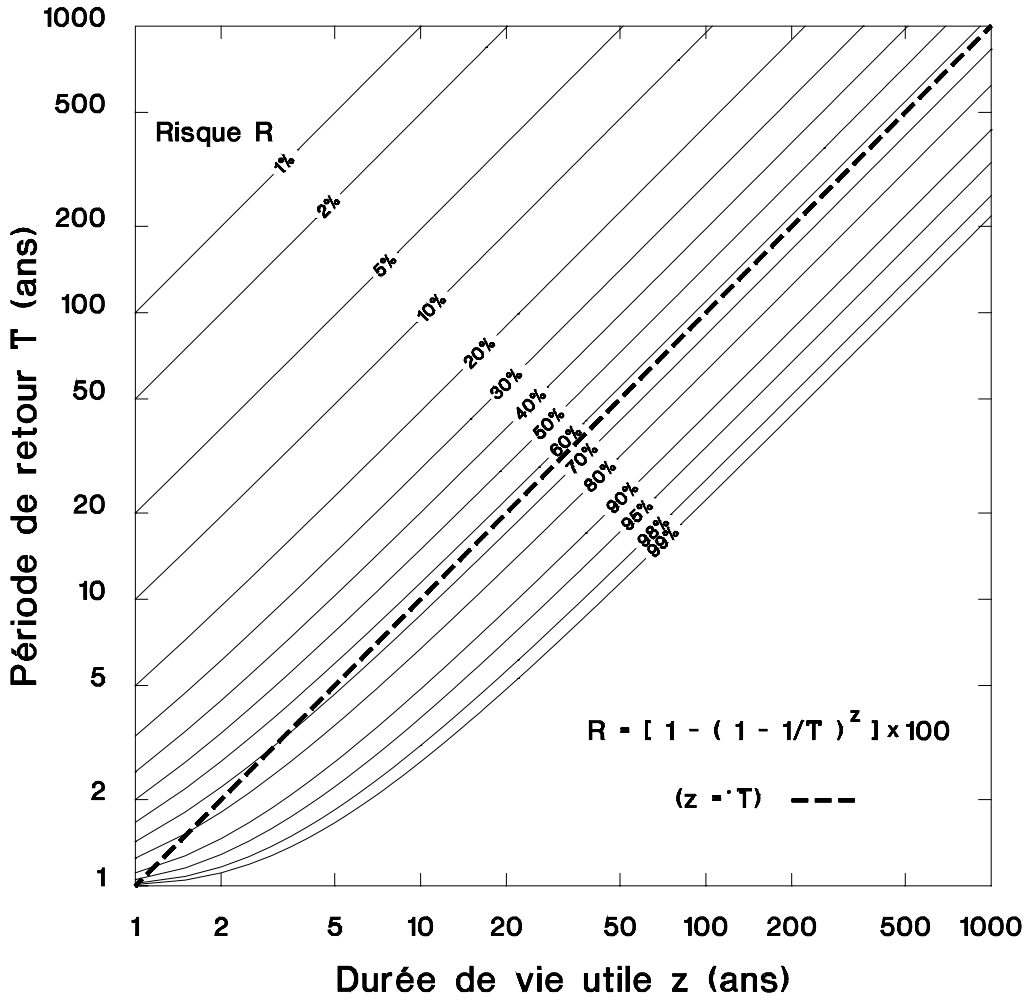


Figure 3.7.1 Courbes du risque

LOCALISATION ET DESCRIPTION (formulaire 3.1)			
Projet no. :		Date :	
Description :		Municipalité :	
Route :		M.R.C. :	
Cours d'eau :		Par :	

COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT - ZONE RURALE

Cl	Végétation	$S_b \leq 3\%$		$3 < S_b < 8\%$		$S_b \geq 8\%$		A_b	C_p	$A_b x C_p$
		A_b	C_p	A_b	C_p	A_b	C_p			
A	boisé		.04		.07		.11			
	pâturage		.08		.10		.20			
	culture		.22		.25		.32			
AB	boisé		.09		.12		.18			
	pâturage		.12		.17		.29			
	culture		.30		.34		.43			
B	boisé		.15		.19		.26			
	pâturage		.17		.25		.39			
	culture		.36		.43		.51			
BC	boisé		.21		.26		.34			
	pâturage		.25		.33		.47			
	culture		.41		.51		.61			
C	boisé		.29		.34		.43			
	pâturage		.34		.43		.56			
	culture		.47		.59		.67			
CD	boisé		.37		.43		.51			
	pâturage		.43		.51		.64			
	culture		.51		.67		.73			
	Lac, marécage								0.05	
Somme $[A_b x C_p]$										
Somme $[A_b]$			+		+		+		=	
C_p pondéré									$A_b C_p / A_b$	

Formulaire 3.1 Tableau type pour le calcul du coefficient de ruissellement pondéré - zone rurale

LOCALISATION ET DESCRIPTION (formulaire 3.2)			
Projet no. :		Date :	
Description :		Municipalité :	
Route :		M.R.C. :	
Cours d'eau :		Par :	

COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT - ZONE URBAINE					
Description		**A_b**	**C_p [min;max]**	**C_p**	**A_bxC_p**
Pavage (Asphalte ou béton)			**[0.80;0.95]**		
Terre plein			**[0.20;0.40]**		
Route de gravier et accotement			**[0.40;0.60]**		
Toiture			**[0.70;0.95]**		
Zone commerciale	**- centre ville**		**[0.70;0.95]**		
	- banlieue		**[0.50;0.70]**		
Zone industrielle	**- peu dense**		**[0.50;0.80]**		
	- dense		**[0.60;0.90]**		
Zone résidentielle	**- unifamiliale**		**[0.30;0.50]**		
	- multiple, détachée		**[0.40;0.60]**		
	- multiple, attachée		**[0.60;0.75]**		
	- banlieue		**[0.25;0.40]**		
Maisons à appartements			**[0.50;0.70]**		
Parc et cimetière			**[0.10;0.25]**		
Terrain de jeux			**[0.20;0.35]**		
Chemin de fer			**[0.20;0.35]**		
Terrain vague			**[0.10;0.30]**		
Somme [A_bxC_p]					
Somme [A_b]					
Coefficient de ruissellement C_p				**A_bC_p/A_b**	

SOMMAIRE	A_b	C_p	A_bxC_p
Zone rurale			
Zone urbaine			
Somme [A_bxC_p]			
Somme [A_b]			
Coefficient de ruissellement C_p			

Formulaire 3.2 Tableau type pour le calcul du coefficient de ruissellement pondéré - zone urbaine
Tableau sommaire pour le calcul du coefficient de ruissellement

LOCALISATION ET DESCRIPTION (formulaire 3.3)					
Projet no.	:		Date	:	
Description	:		Municipalité	:	
Route	:		M.R.C.	:	
Cours d'eau	:		Par	:	

HYDROLOGIE		
A_b	**- superficie du bassin versant (ha)**	
A_L	**- superficie des lacs et marécages (ha)**	
S_b	**- pente moyenne du bassin (%)**	
C_p	**- coefficient de ruissellement**	
$I_{25;60}$	**- intensité de précipitation (mm/h)**	
L_c	**- longueur du cours d'eau (m)**	
S_c	**- pente « 85-10 » du cours d'eau (%)**	
t_c	**- temps de concentration (min)**	
F_i	**- coefficient de correction de l'intensité**	
F_L	**- coefficient de réduction du débit pour laminage**	
Q_{25L}	**- débit (m^3/s)**	
Sommaire des paramètres et résultats		

Période de retour (années)	F_q	Débit (m^3/s)
2	0.54	
5	0.72	
10	0.85	
20	0.96	
25	1.00	
50	1.11	
100	1.23	
Sommaire des débits		

Formulaire 3.3 Tableau sommaire des paramètres et résultats
Tableau sommaire des débits

LOCALISATION ET DESCRIPTION (formulaire 3.4)

Projet no. :		Municipalité :	
Description :		M.R.C. :	
Route :		Date :	
Cours d'eau :		Concepteur :	

Superficie du bassin (A_b)	Longueur (L_c)
Pente moyenne du bassin (S_b)	Pente du cours d'eau (S_c)
Temps de concentration (t_c)	Intensité ($I_{25;60}$)
pour (C_p < 0.40)	Coefficient de correction (F_i)
pour (C_p > 0.40)	Coefficient de correction (F_i)
Pourcentage de lacs et marécages	Coefficient de laminage (F_L)

CL	Description	A_b	Végétation			A_bxC_p
			Type	A_b	C_p	
			boisé			
			pâturage			
			culture			
			boisé			
			pâturage			
			culture			
			boisé			
			pâturage			
			culture			
	$\sum A_b$ =				$\sum A_b x C_p$	
					C_p =	

$$Q_{25} = \frac{C_p\ (F_i\ I_{25;60})\ A_b}{360}\ F_L$$

Période de retour (années)	Débits bruts (m³/s)	Débits laminés (m³/s)
2		
5		
10		
25		
50		
100		

Formulaire 3.4 Tableau sommaire d'un site d'étude

ANNEXE 3

HYDROLOGIE

TABLE DES MATIÈRES

Tableau 3.4.1a	Coefficients de ruissellement - Zone rurale	3A-1
Tableau 3.4.1b	Coefficients de ruissellement - Zone urbaine	3A-2
Tableau 3.4.2c	Classification des sols par groupes hydrologiques à partir des cartes pédologiques	3A-3
Tableau 3.4.2d	Coordonnées des organismes responsables des cartes pédologiques et de dépôts de surface	3A-14
Figure 3.5.1b	Isohyètes de la moyenne de la précipitation totale d'une durée de 1 heure	3A-15
Figure 3.5.1c	Isohyètes de l'écart type de la précipitation totale d'une durée de 1 heure	3A-16
Figure 3.5.1d	Coefficient de correction de I en fonction du temps	3A-17
Tableau 3.5.2	Équations - Temps de concentration	3A-18
Figure 3.6	Effet de laminage des lacs et marécages	3A-19
Figure 3.7.1	Courbes du risque	3A-20

LISTE DES FORMULAIRES

Formulaire 3.1	Tableau type pour le calcul du coefficient de ruissellement pondéré - zone rurale	3A-21
Formulaire 3.2	Tableau type pour le calcul du coefficient de ruissellement pondéré - zone urbaine	3A-22
	Tableau sommaire pour le calcul du coefficient de ruissellement	3A-22
Formulaire 3.3	Tableau sommaire des paramètres et résultats	3A-23
	Tableau sommaire des débits	3A-23
Formulaire 3.4	Tableau sommaire d'un site d'étude	3A-24

Tableau 3.4.1a Coefficients de ruissellement - Zone rurale

COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT C_p ZONE RURALE								
VÉGÉTATION		**PENTE S_b**	**CLASSIFICATION HYDROLOGIQUE**					
			A	**AB**	**B**	**BC**	**C**	**CD**
CULTURE								
	PLAT	**< 3%**	**0.22**	**0.30**	**0.36**	**0.41**	**0.47**	**0.51**
	VALLONNÉ	**3 à 8%**	**0.25**	**0.34**	**0.43**	**0.51**	**0.59**	**0.67**
	MONTAGNEUX	**> 8%**	**0.32**	**0.43**	**0.51**	**0.61**	**0.67**	**0.73**
PÂTURAGE								
	PLAT	**< 3%**	**0.08**	**0.12**	**0.17**	**0.25**	**0.34**	**0.43**
	VALLONNÉ	**3 à 8%**	**0.10**	**0.17**	**0.25**	**0.33**	**0.43**	**0.51**
	MONTAGNEUX	**> 8%**	**0.20**	**0.29**	**0.39**	**0.47**	**0.56**	**0.64**
BOISÉ								
	PLAT	**< 3%**	**0.04**	**0.09**	**0.15**	**0.21**	**0.29**	**0.37**
	VALLONNÉ	**3 à 8%**	**0.07**	**0.12**	**0.19**	**0.26**	**0.34**	**0.43**
	MONTAGNEUX	**> 8%**	**0.11**	**0.18**	**0.26**	**0.34**	**0.43**	**0.51**
LAC ET MARÉCAGE		**0.05**						

Tableau 3.4.1b Coefficients de ruissellement - Zone urbaine

COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT C_p ZONE URBAINE		
DESCRIPTION	**MINIMUM**	**MAXIMUM**
PAVAGE (ASPHALTE OU BÉTON)	**0.80**	**0.95**
TERRE PLEIN	**0.20**	**0.40**
ROUTE DE GRAVIER ET ACCOTEMENT	**0.40**	**0.60**
TOITURE	**0.70**	**0.95**
ZONE COMMERCIALE **- CENTRE VILLE** **- BANLIEUE**	 **0.70** **0.50**	 **0.95** **0.70**
ZONE INDUSTRIELLE **- PEU DENSE** **- DENSE**	 **0.50** **0.60**	 **0.80** **0.90**
ZONE RÉSIDENTIELLE **- UNIFAMILIALE** **- MULTIPLES, DÉTACHÉES** **- MULTIPLES ATTACHÉES** **- BANLIEUE**	 **0.30** **0.40** **0.60** **0.25**	 **0.50** **0.60** **0.75** **0.40**
MAISONS À APPARTEMENTS	**0.50**	**0.70**
PARC ET CIMETIÈRE	**0.10**	**0.25**
TERRAIN DE JEU	**0.20**	**0.35**
CHEMIN DE FER	**0.20**	**0.35**
TERRAIN VAGUE	**0.10**	**0.30**

Tableau 3.4.2c Classification des sols par groupes hydrologiques à partir des cartes pédologiques

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
Abénakis	l.a	C	Baudette	l.li	BC
Achigan	l.s	AB	Baudette	l.li.a	C
Achigan	s	AB	Baudette	l.s	B
Achille	l.s	B	Baudette	l.s.a	B
Adrien	l.m	B	Bearbrook	a	C
Adstock	l.m	B	Bearbrook	a.li	C
Afrique	s	A	Bearbrook	l	BC
Albanel	a	C	Bearbrook	l.li.a	C
Allumette	l	B	Beaudette	l.li.a	C
Allumette	l.li	BC	Beauharnois	s	AB
Allumette	l.s	B	Beaupré	s	A
Alma	l	B	Beaurivage	l.s	B
Alma	l.li	BC	Beaurivage	l.s.m	B
Alverne	s	AB	Beaurivage	l.s.g	AB
Anaclet	l.g	AB	Beaurivage	l.g	B
Ange-Gardien	l.m	B	Beaurivage	s	A
Ange-Gardien	l	BC	Beaver-Brook	l	BC
Anse-à-la-Cabane	l.s	B	Bécancour	l.s	B
Arago	l	B	Becket	l	B
Arago	l.m	B	Becket	l.m	B
Arago	l.s	B	Bedford	a	C
Argenteuil	l.s	B	Bedford	l	B
Argentenay	s	AB	Bedford	l.a	C
Arthabaska	l.s	B	Bedford	l.s	B
Ascension	s	A	Bedford	l.s.a	B
Ascot	l	B	Bégin	l.s	B
Ascot	l.s	B	Béland	l.s	B
Ascot	l.s.m	B	Belle-Anse	l.a	C
Assomption	l	B	Bellefine	l.s	B
Assomption	l.li	BC	Belle-Rivière	l.s	B
Aston	l	BC	Bellevue	l	BC
Aston	l.s	B	Bellevue	l.s	B
Aston	s	AB	Berkshire	l	B
Audet	l	B	Berkshire	l.m	B
Aumond	l.s	B	Berthier	l.a	C
Aurigny	l	B	Berthier	l.li.a	C
Auteuil	a.lo	CD	Besserer	l.s	B
Aylmer	l	B	Bevin	l.s	AB
Baie-St-Paul	l.s	B	Bevin	s	AB
Baptiste	s	AB	Bic	l	BC
Baptiste	l.s	B	Bic	l.a	C
Batiscan	l.li	BC	Bishopton	s	AB
Baudette	l	B	Blandford	l	B
Baudette	l.a	C	Blandford	l.g	B

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES

Série	Txt	Cl	Série	Txt	Cl
Blandford	l.s	B	Cap-à-l'Aigle	s.m	B
Blandine	l.li	BC	Cap-Santé	s	A
Blondelle	l.s	B	Carder	l.s	B
Blouin	l.a	C	Carder	s	A
Bois-Francs	l.s	B	Carillon	l.s.g	AB
Boisville	l	B	Casgrain	l.a	C
Botreaux	l.s	B	Cassien	l.s.m	B
Botreaux	s	AB	Castonguay	l.s	B
Botreaux	l	BC	Cazeau	l.a	C
Boucherville	l	B	Chabot	l.g	B
Boucherville	l.a	C	Chabot	l	BC
Bouchette	l	BC	Chaloupe	l	BC
Bouchette	l.li	C	Chaloupe	l.a	BC
Bouchette	l.a	C	Chaloupe	l.li	C
Bouchette	l.li.a	C	Chaloupe	l.s	B
Boulanger	l.s	B	Chambly	a.li	C
Bourget	l	B	Chambly	l	B
Brandon	a	C	Chambly	l.a	C
Brandon	l.a	C	Chambly	l.li.a	C
Brandon	l.li	C	Chambord	l	B
Brandon	l.li.a	C	Chambord	l.s.g	AB
Breault	l.s	B	Champlain	l.li	C
Brébeuf	l	B	Chapais	l	B
Brébeuf	l.li	BC	Chapais	l.m	B
Brébeuf	l.s	B	Chapais	l.g	B
Broin	s	A	Chapais	l.s	B
Brompton	l.m	B	Chapais	l.s.m	B
Brompton	l	BC	Chapdelaine	l.a	C
Brompton	l.a	C	Chapeau	a.li	C
Brompton	l.g	B	Chapeau	a	C
Brompton	l.s	B	Chapeau	l.a	BC
Brompton	l.s.g	AB	Chapeau	l.li	BC
Bullard	l.li	C	Charlemagne	l.s	B
Bullard	l.s	B	Charlevoix	l.s	B
Cabano	a	C	Châteauguay	l	B
Calais	l	B	Châteauguay	l.a	C
Calais	l.li	C	Châteauguay	l.li	BC
Calder	s	A	Châteauguay	l.m	B
Calder	s.m	B	Chester	l.m	B
Caldwell	l	B	Chester	l.s	B
Caldwell	l.li	BC	Chicot	l	B
Calumet	l.s	B	Chicot	l.s	B
Camille	l.m	B	Chicoutimi	a	C
Caouette	l.s	B	Chicoutimi	a.li	C

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
Chicoutimi	l.a	C	Dequen	l.s.m	B
Chicoutimi	a.lo	CD	Des Aïeux	l	B
Chute	l.a	C	Des Indiens	l.s	B
Clermont	l.s	B	Des l'Aigles	s	AB
Coaticook	l.a	C	Des Orignaux	l	B
Coffin	s	A	Des Pins	l	B
Coleraine	l	B	Des Pins	l.s	B
Colton	l.s	B	Des Saults	l	B
Colton	s	A	Des Saults	l.li	BC
Comis	l.li	BC	Des Saults	l.s	B
Comporté	s	AB	Des Tours	s	A
Compton	l.m	B	Desbiens	s	A
Comtois	l	B	Desbiens	s.m	B
Comtois	l.a	C	Deschaillons	l	B
Comtois	l.s.a	B	Deschaillons	s	A
Corbin	l.s	B	Dessaint	l	B
Corbin	l.li	C	Dessaint	l.s	B
Corbin	l	BC	Diable	l.s	A
Corfu	s	AB	Diable	s	A
Coteau	l.s	B	Dionne	l.g	B
Coulonge	l.s	B	Dionne	l.s	B
Courval	l.s	B	Dionne	s	AB
Courval	l	B	Ditchfield	l.s	B
Courval	l.s.m	B	Dolbeau	l.s	B
Courval	s	AB	Donat	l.li	C
Covey	l.s	B	Donat	l.li.a	C
Dalhousie	a	C	Dorval	a	C
Dalhousie	l.a	C	Dorval	l.a	C
Dalhousie	l.li	BC	Dosquet	l.s	B
Dalhousie	l.li.a	C	Dosquet	l.s.g	AB
Dallaire	l	B	Dosquet	l.s.m	B
Danby	l.s.g	AB	Dosquet	s	A
Danby	s	A	Dosquet	l.g	B
Dandy	l.s	B	Dosquet	l	B
Dauphine	a.li	C	Douglas	l.s	B
De Guire	s	AB	Drolet	l.li	BC
De l'Anse	a.li	C	Du Bourrelet	l	BC
De l'Anse	l	BC	Du Bourrelet	l.s	B
De l'Anse	l.a	C	Du Cap	l.li	BC
De l'Anse	l.s	B	Du Contour	l	B
Deligny	l.s	AB	Du Coutour	l.s	B
Deligny	s	AB	Du Chenaux	l.li.a	BC
Demers	l.li	C	Du Creux	l	B

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
Du Creux	l.a	C	Fourchette	l	BC
Du Creux	l.s.a	B	Fourchette	l.s	B
Du Febvre	l.a	C	Fourchette	s	AB
Du Febvre	l.li.a	C	Francoeur	g	AB
Du Jour	a	C	Francoeur	l.s	B
Du Jour	l	BC	Fortin	s	A
Du Jour	l.a	C	Fouquette	l	BC
Du Moine	l	BC	Fouquette	l.s.a	BC
Du Moine	l.a	C	Franklin	g	A
Du Moine	l.li	C	Franklin	s	A
Du Moine	l.li.a	C	Gagné	l.s	AB
Du Mont	l.li	C	Gamache	l.g	B
Dubuc	l.s	B	Gardien	l.s	AB
Duchêne	a	C	Garneau	l	B
Duchêne	l.a	C	Garneau	l.s	B
Duclos	l.s	B	Gatineau	l.s	B
Dufferin	l	BC	Gauthier	l.s	B
Dufferin	l.li	C	Gayhurst	l.s	B
Dufferin	l.s	B	Gayhurst	l.li	BC
Dumas	l.s	B	Gédéon	l.li	BC
Dumont	l	B	Gentilly	l.a	C
Dupas	l	B	Girard	l.s	B
Dupas	l.a	C	Glassville	l.s.a	BC
Dupas	l.s.a	BC	Gobeil	l	B
Dupas	l.li.a	C	Gobeil	l.li	C
Dupuis	l.li	C	Godfroy	a	C
Dupuis	l	BC	Godfroy	l.a	C
Durham	l.s.a	C	Godfroy	l.s.a	B
Echo Vale	l.a	C	Gouffre	s	A
Éphrem	l	B	Grande-Côte	a	C
Étang du Nord	s	AB	Grande-Coulée	l.s.g	AB
Éternité	s	A	Grande-Ligne	l.s	B
Éternité	l.s.g	AB	Grande-Ligne	g	A
Fabien	l	BC	Grande-Ligne	s	A
Farmington	l	B	Grande-Rapide	a	C
Farmington	l.a	BC	Grande-Rapide	l.a	C
Farmington	l.s.m	B	Grandfalls	l.s	A
Farmington	l.s.g	B	Grand-Fond	s.m	B
Fatima	s	A	Grand-Remous	l	B
Fleuriault	l.li	C	Grand-Remous	l.li	BC
Fleury	l.s	B	Grand-Ruisseau	l.a	C
Fleury	s	AB	Grand-Ruisseau	a	C
Forsyth	l.s	B	Grantham	l.a	C
Fortierville	l.a	C	Greensboro	l	B

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
Greensboro	l.li	BC	Jolin	l.s	B
Greensboro	l.m	B	Joly	a	C
Grignon	s	A	Joly	l.a	C
Grondines	l	BC	Joly	l.li.a	C
Grondines	l.li	C	Joseph	l.s	B
Gros Ruisseau	l	BC	Joseph	s	AB
Gros-Cap	s	AB	Kamouraska	a	C
Grosse-île	l.s	B	Kamouraska	a.lo	CD
Guimond	l.s	AB	Kamouraska	l	BC
Guindon	l.s	B	Kamouraska	l.a	C
Guindon	s	A	Kamouraska	l.li	C
Gunn Brook	l.s	B	Kénogami	s	A
Hamann	l.s	B	Kierkoski	l	BC
Harvey	l.s	B	Kierkoski	l.a	C
Havelock	l	BC	Kierkoski	l.li.a	C
Havelock	l.a	C	Kierkoski	l.s	B
Havelock	l.li	C	Knowlton	l.s.g	AB
Havre-Aubert	s	AB	Kingsey	l.s	B
Havres-aux-Maison	l	B	Kingsey	l	B
Hébertville	a	C	Kingsey	l.m	B
Hemmming-Fall	s	AB	La Baie	l.a	C
Henryville	a.li	C	La Baie	l.s.a	BC
Henryville	l	B	La Fourche	l	B
Henryville	l.a	C	La Fourche	l.s	B
Herdman	l.s	B	La Loutre	l.s	B
Hilarion	s	A	La Loutre	l	B
Holmesville	l.li	BC	La Malbaie	l.li.a	C
Honfleur	s	A	La Mare	l.s	B
Houde	l.s	AB	La Pocatière	a	C
Howick	a.li	C	La Pocatière	l	B
Howick	l.li.a	C	La Pocatière	l.s.a	C
Hull	l.s	B	La Pocatière	l.a	C
Iberville	l.a	C	La Présentation	s	AB
Ignace	l.s.a	B	Labarre	l.a	C
Irénée	l.s	B	L'Acadie	l.a	C
Iverness	l	BC	Lac-des-îles	l.m	B
Iverness	l.s	B	Lachute	l	B
Ivry	l.s	B	Lachute	l.li	BC
Ivry	s	A	Lachute	l.s	B
Ixworth	l	BC	Lacolle	l.s	B
Ixworth	l.s.a	BC	Lacolle	l	BC
Joachim	l	BC	Lac-Orignal	l.s	B
Johnville	l	B	Lac-Rocheux	l.m	B
Joliette	s	AB			

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
Lafleur	l.a	C	Lévrard	l.a	BC
Lafontaine	l	BC	Lévrard	l.li	BC
Lafontaine	l.a	C	Lingwick	l.m	B
L'Ail	l.s	B	Lionel	l.li	BC
Lakefied	l.s.m	B	Lisgar	a	C
Lambton	l	B	Lombrette	l.s	B
Lambton	l.s	B	Longueuil	a.li	C
Lanoraie	s	A	Longueuil	a.lo	CD
Laplaine	a	C	Longueuil	l	BC
Laplaine	a.lo	CD	Longueuil	l.a	C
Laplaine	l.a	C	Longueuil	l.li.a	C
Laplaine	l.li.a	C	Luce	l.s	AB
Lapointe	l.s	B	Luce	l	B
Laprairie	l	BC	Lyster	s	A
Laprairie	l.a	C	MacDonald	l.a	C
Larose	l.s	B	MacDonald	l.s	B
Larouche	a.li	C	Madelinot	l.s	B
Larouche	a	C	Magog	l.li	BC
Larouche	l.a	C	Magog	l	B
Laterrière	l	B	Maheux	l	B
L'Atrée	l.s	B	Manie	l	B
L'Atrée	l.s.m	B	Maniwaki	l.a	C
Laurison	l	BC	Maniwaki	l.li.a	C
Laval	l.a	C	Maras	l.m	B
Laval	l.s	B	Marelan	l.s	B
Lavernière	l.s	B	Marlow	l.li	C
Le Bassin	l.s	B	Marsolet	l	BC
Le Bras	l.s	B	Martel	l.s	B
Lechasseur	l.s	B	Mascouche	l.a	C
Lechasseur	s	A	Mascouche	l.li.a	C
Leeds	l	B	Massueville	l.s	B
Leeds	l.g	B	Massueville	s	AB
Leeds	l.m	B	Matambin	l.s	B
Leeds	l.s	B	Matambin	s	AB
Leitrim	l.g	B	Mathieu	l.g	B
Lennoxville	l.a	C	Mathilda	l	B
Lery	l.s	B	Mathilde	l.s	B
Les Éboulements	l	B	Matilda	l	B
Les Hauteurs	l.li	BC	Mawcook	l	BC
Lesage	l.s.g	AB	Mawcook	l.a	C
Lesage	l.s	B	Mawcook	l.s	B
Lessard	l.g	B	Mawcook	l.s.g	AB
Lessard	l.s.g	AB	Mawcook	s	AB
Lévrard	l	B	Mawcook	l.g	B

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
McGee	l.s	B	Napierville	l	B
Melbourne	l	B	Neigette	l.li	BC
Melbourne	l.s	B	Neubois	l	B
Ménard	l.s	B	Neubois	l.s	B
Mérici	l.g	B	Neuville	l.s	B
Mesy	l.s	B	Nicolet	l.a	C
Méthode	l.s	B	Nobertville	l.s	B
Michauville	l.s	B	Normandin	a	C
Michauville	s	AB	Norton	l.s.g	AB
Miche	l.s	B	Norton	l	B
Milby	l.li	BC	Norton	l.li	BC
Milby	l.s	B	Odile	l.li.a	C
Milby	s	A	O'hara	l	B
Mille-Isles	s	A	Oka	l	B
Millerand	l.m	B	Orford	l.li	BC
Milot	l.s	A	Orford	l.s	B
Milot	s	A	Orford	l	B
Milton	l	BC	Orléans	l.li.a	C
Misère	l.s	B	Ormstown	l.li	BC
Mistassini	s	AB	Ormstown	l.a	C
Mistoue	a	C	Osgoode	l.li	BC
Mitis	l.s	B	Osgoode	l.s	B
Mont Dostie	l	B	Ottawa	s	A
Montarville	s	AB	Painchaud	l.li	BC
Mont-Carmel	l	B	Painchaud	l	B
Mont-Carmel	l.m	B	Painchaud	l.g	B
Montcerf	l.a	C	Painchaud	l.m	B
Montcerf	l.li.a	C	Palmer	l.s.g	AB
Montesson	l	B	Palmer	l.s	B
Montesson	l.s	B	Paré	l.a	C
Mont-Joli	l.a	C	Parent	s	A
Mont-Joli	l.li	BC	Pelletier	s	AB
Mont-Lebel	l.li	BC	Peltier	l.a	C
Montmagny	l.li	BC	Pémonka	s	AB
Montmagny	l.li.a	C	Péninque	s	A
Montmorency	l.a	C	Pérade	l	B
Mont-Rolland	l.s	B	Péribonka	l.li	BC
Mont-Rolland	l.s.g	AB	Périgny	l.s	B
Mont-Rolland	s	A	Périgny	s	A
Monument	l.li	BC	Perrot	l.s	B
Moreau	l	B	Perrot	l.s.g	AB
Morin	s	A	Perrot	l.s.m	B
Napierville	l.s.a	B	Perry	l.s	B
Napierville	l.s	B	Perry	s	A

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
Persil	s	AB	Racine	l.s	B
Persil	l.s	B	Raimbault	l.s	AB
Péru	l	BC	Raimbault	l	B
Petit Lac	l.m	B	Rémi	l.s.g	AB
Petit Lac	l.li	BC	Répentigny	l.a	BC
Petit Lac	l	B	Rhéaume	l.s	B
Petite-Rivière	s.m	B	Richelieu	a	C
Picoudi	l	BC	Richelieu	l.a	C
Piedmont	l	B	Richelieu	l.s	B
Piedmont	l.s	B	Richer	l.s	B
Piedmont	s	A	Rideau	a	C
Pierreville	l	BC	Rideau	a.li	C
Pierreville	l.a	BC	Rideau	l	B
Pierreville	l.s	B	Rideau	l.a	C
Placide	l.s	AB	Rideau	l.li.a	C
Platon	a	C	Rideau	a.lo	CD
Platon	a.li	C	Rigaud	l	B
Pleureuse	l.s	B	Rigaud	l.s.g	AB
Pohénégamook	l.g	B	Rimouski	l.g	B
Pohénégamook	l.s	B	Ripon	l.s	B
Pohénégamook	l.s.g	AB	Ripon	s	A
Point-Basse	l.s	B	Risborough	l.s.m	B
Poitras	l.a	C	Rivière-aux-Bleuets	l.s.g	AB
Pontgravé	l.a	C	Rivière-aux-Rats	l.li	C
Pontiac	l	B	Rivière-aux-Rats	l	BC
Pontiac	l.a	C	Rivière-du-Loup	l	B
Pontiac	l.li	BC	Rivière-du-Loup	l.m	B
Pontiac	l.li.a	C	Rivière-du-Loup	l.s	B
Pot-au-Beurre	l	B	Rivière-du-Loup	l.s.g	AB
Pont-Rouge	s	AB	Rivière-du-Loup	l.s.m	B
Prairie	l.s	AB	Rivière-du-Moulin	l.li	C
Prairie	s	AB	Rivière-Mailloux	l.a	C
Prémont	l	B	Rivière-Rouge	l.g	B
Proulx	l.s	B	Rivière-Verte	l.s	B
Proulx	s	AB	Robertval	l.a	C
Provençal	l	BC	Roccin	l	B
Provençal	l.s	B	Rockbrun	l.s	B
Provençal	l.a	C	Rosaire	s	A
Providence	a.li	C	Rouge	l.s	B
Providence	l	BC	Rougemont	l	B
Providence	l.a	C	Rougemont	l.g	B
Providence	l.li.a	C	Rougemont	l.s.g	AB
Puces	l.s	AB	Rougemont	s	A
Quisibis	l.li	C	Rougemont	l.s	B

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
Roxton	l.s.a	B	St-Aimé	l.a	C
Roxton	l	B	St-Aimé	l.li.a	C
Roxton	l.s.g	AB	St-Aimé	l.s	B
Rubicon	l.li	BC	St-Alexandre	l	BC
Rubicon	l.s	B	St-Alexandre	l.s.g	AB
Ruisseau-du-Loup	l.li	C	St-Alexandre	l.s.a	BC
Ruisseau-Tradif	l	B	St-Amable	l.s	B
Sabrevois	a.li	C	St-Amable	s	A
Sabrevois	l	BC	St-Amable	s.m	B
Sabrevois	l.a	C	St-André	l.g	B
Sabrevois	l.li.a	C	St-André	l.m	B
Sagard	s	A	St-André	l.s	B
Sagnenay	s	AB	St-André	l.s.g	AB
Saguenay	s.m	B	St-André	l.s.m	B
Salomé	l	B	St-André	s	A
Salomon	l	B	St-Anicet	l.a	C
Salvail	s	A	St-Antoine	l.s.g	AB
Samson	l.li	BC	St-Antoine	s	A
Savane	l.s	B	St-Barbe	a.li	C
Savoie	l.li	C	St-Barbe	l	BC
Savoie	l.s	B	St-Benoît	l.s	B
Séraphine	s	AB	St-Benoît	s	A
Séraphine	l.s	B	St-Bernard	l	B
Sergent	s	A	St-Bernard	l.a	C
Shefford	l	B	St-Bernard	l.m	B
Sheldon	l.li	BC	St-Bernard	l.g	AB
Sheldon	l.s	B	St-Bernard	l.s	B
Sheldon	s	A	St-Bernard	s	A
Shenley	l.li	BC	St-Blaise	a.lo	CD
Sherbrooke	l	B	St-Blaise	a.li	C
Sherbrooke	l.s	B	St-Blaise	l	BC
Shipshaw	s	A	St-Blaise	l.a	C
Shipton	l.s	B	St-Blaise	l.li.a	C
Simard	l.s	AB	St-Blaise	l.s	B
Siméon	s	AB	St-Blaise	l.s.a	BC
Siméon	l.s	AB	St-Bruno	l.s.g	B
Sorel	s	A	St-Bruno	l.s.m	B
Soulanges	l	B	St-Colomban	l.s.m	B
Soulanges	l.li.a	C	St-Damase	l	B
Soulanges	l.s	B	St-Damase	l.s	B
Soulanges	l.s.m	B	St-Damase	s	A
Spalding	l.li	BC	St-Faustin	l.s	B
Squateck	l.li	C	St-Faustin	l.s.g	AB
St-Aimé	l	BC	St-Francis	l.s	B

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
St-François	l.s	B	St-Onésime	l.m	B
St-François	l.s.g	AB	St-Ours	l.li	C
St-François	s	A	St-Ours	l	BC
St-Gabriel	l.s	B	St-Ours	l.li.a	C
St-Gabriel	l.s.g	AB	St-Pacôme	l.s.g	AB
St-Gabriel	s	A	St-Pacôme	s	A
St-Grégoire	l.s	B	St-Pascal	a	C
St-Hubert	l	BC	St-Pascal	l	B
St-Hubert	l.li.a	C	St-Pascal	l.a	C
St-Hyacinthe	l.li.a	C	St-Patrice	l	BC
St-Hyacinthe	l.li	BC	St-Patrice	l.s	B
St-Hyacinthe	l	BC	St-Patrice	s	AB
St-Jacques	l.li	C	St-Philippe	a	C
St-Joseph	l.s.g	AB	St-Philippe	l.a	C
St-Jovite	l.s	B	St-Pierre	a	C
St-Jude	l	B	St-Prime	l.g	B
St-Jude	l.s	B	St-Raymond	l	B
St-Jude	l.s.m	B	St-Raymond	l.m	B
St-Jude	s	AB	St-Régis	l	B
St-Laurent	a	C	St-Roch	a.li	C
St-Laurent	a.li	C	St-Roch	l.a	C
St-Laurent	l	B	St-Romain	l.s	B
St-Laurent	l.a	C	St-Samuel	l.s	B
St-Laurent	l.li.a	C	St-Samuel	s	AB
St-Laurent	l.s.a	BC	St-Sébastien	l	B
St-Louis	s	AB	St-Sébastien	l.g	B
St-Lucien	l.s	B	St-Sébastien	l.a	C
St-Marcel	a.li	C	St-Sébastien	l.s	B
St-Marcel	l.a	C	St-Sylvère	l.s	B
St-Marcel	l.li.a	C	St-Thomas	s	A
St-Mathieu	l.s	B	St-Urbain	a	C
St-Mathieu	l	BC	St-Urbain	a.li	C
St-Mathieu	l.a	C	St-Urbain	l	BC
St-Méthode	s	AB	St-Urbain	l.a	C
St-Michel	l.li	BC	St-Urbain	l.li.a	C
St-Nicolas	l.a	C	St-Valentin	l	B
St-Nicolas	l.g	B	St-Valentin	l.s	B
St-Nicolas	l.m	B	St-Vincent	l	B
St-Nicolas	l.s.g	AB	Ste-Agathe	l.s	B
St-Nicolas	l.s.a	B	Ste-Agathe	l.s	A
St-Nicolas	l.s.m	B	Ste-Agathe	s	A
St-Omer	s	A	Ste-Brigide	l.a	C
Stonefield	l.s.m	B	Ste-Brigide	l.s	B
St-Onésime	l	B	Ste-Brigide	l	BC

CLASSIFICATION DES SOLS PAR GROUPES HYDROLOGIQUES À PARTIR DES CARTES PÉDOLOGIQUES					
Série	**Txt**	**Cl**	**Série**	**Txt**	**Cl**
Ste-Cécile	l.s	B	Terrebonne	l.s	AB
Ste-Hélène	l.s	B	Thetford	l.s	B
Ste-Hélène	l.s.g	AB	Thetford	s	AB
Ste-Hélène	s	A	Ticouapé	s	AB
Ste-Julie	l	B	Tilly	a	C
Ste-Julie	l.a	C	Tilly	l.a	C
Ste-Justine	l.s	B	Tilly	l.li.a	C
Ste-Marie	l	B	Tingwick	l.s	B
Ste-Marie	l.s	B	Touladi	l.li	C
Ste-Philomène	l.s	B	Tourmente	l	B
Ste-Philomène	l.s.a	B	Tremblay	l.s	B
Ste-Philomène	l.s.g	AB	Trottier	l.a	C
Ste-Philomène	s	A	Undine	l.li	BC
St-Epiphane	l.s	B	Uplands	l.s	B
St-Epiphane	s	AB	Uplands	s	A
Ste-Rosalie	a	C	Valère	s	AB
Ste-Rosalie	a.li	C	Valin	l.s	B
Ste-Rosalie	a.lo	CD	Vaudreuil	l.s	B
Ste-Rosalie	a.s	C	Vaudreuil	l	BC
Ste-Rosalie	l.li	BC	Vaudreuil	s	AB
Ste-Rosalie	l.a	C	Vauvert	l.s	B
Ste-Rosalie	l.li.a	C	Vianney	l.s	B
Ste-Rosalie	l.s.a	BC	Victoria	l	B
Ste-Rose	l	BC	Vien	l.s	AB
Ste-Rose	l.s	B	Vien	s	AB
Ste-Sophie	s	A	Vigneault	l.s	B
Ste-Sophie	l.s	B	Villeroy	l.s	A
Ste-Zotique	l.li	C	Villeroy	s	A
Ste-Zotique	l.s	B	Vimy	l.li	BC
Ste-Zotique	l.s.m	B	Vimy	l	B
Suffield	l.li	BC	Warwick	l.s	B
Suffield	l	B	Warwick	s	A
Suffield	l.a	C	Weedon	l	B
Sunday	l.s	B	Wendover	a	C
Sunday	s	AB	Whitton	l	B
Taché	l	B	Winslow	l.s	B
Taché	l.li	BC	Woodbridge	l	B
Taché	l.li.a	C	Wottonville	l	BC
Taillon	l	B	Yamaska	l.li	BC
Taillon	l.li	BC	Yamaska	l	B
Taschereau	l.s	B	Yamaska	l.s	B
Témis	a	C	Yamaska	l.a	C
Terrebonne	l.a	C	Zacharie	l.s	B

Tableau 3.4.2d Coordonnées des organismes responsables des cartes pédologiques et de dépôts de surface

Cartes pédologiques

- BIBLIOTHÈQUE CANADIENNE DE L'AGRICULTURE
  Centre de recherche et de développement
  sur les sols et les grandes cultures
  2560, boulevard Hochelaga
  Sainte-Foy, Qc
  G1V 2J3
  Téléphone : (418) 657-7980
  Télécopieur : (418) 648-2402

- INSTITUT DE RECHERCHE ET
  DE DÉVELOPPEMENT EN AGROENVIRONNEMENT
  Centre de recherche
  2700, rue Einstein, B.1.310
  Sainte-Foy, Qc
  G1P 3W8
  Téléphone : (418) 643-2787
  Télécopieur : (418) 644-6855

Cartes de dépôts de surface

- DIRECTION DES INVENTAIRES FORESTIERS
  Ministère des Ressources naturelles
  880, chemin Sainte-Foy, 3^{e} étage
  Québec, Qc
  G1S 4X4
  Téléphone : (418) 627-8669
  Sans frais : 1-877-9FORÊTS (1-877-936-7387)
  Télécopieur : (418) 644-9672

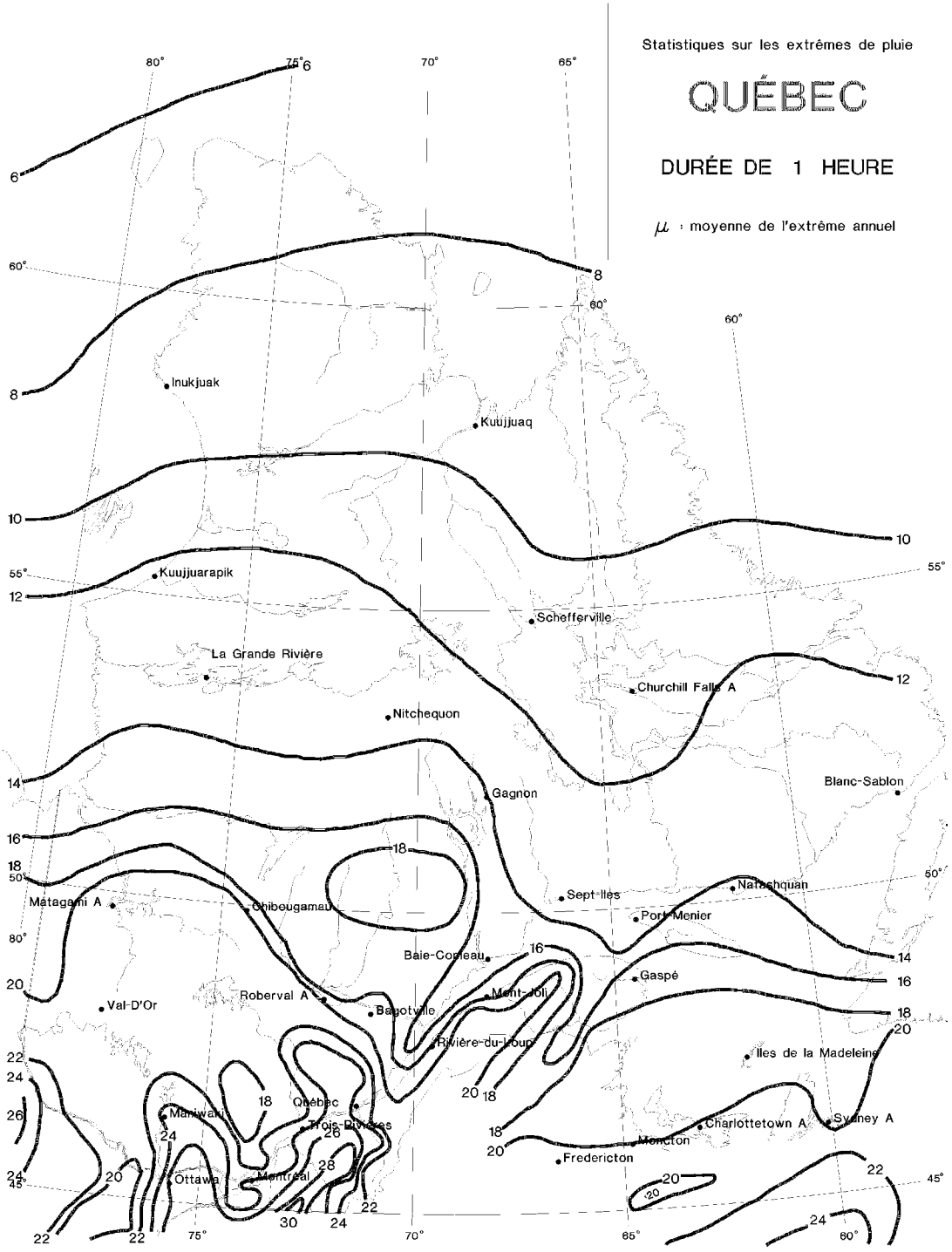


Figure 3.5.1b Isohyètes de la moyenne de la précipitation totale d'une durée de 1 heure

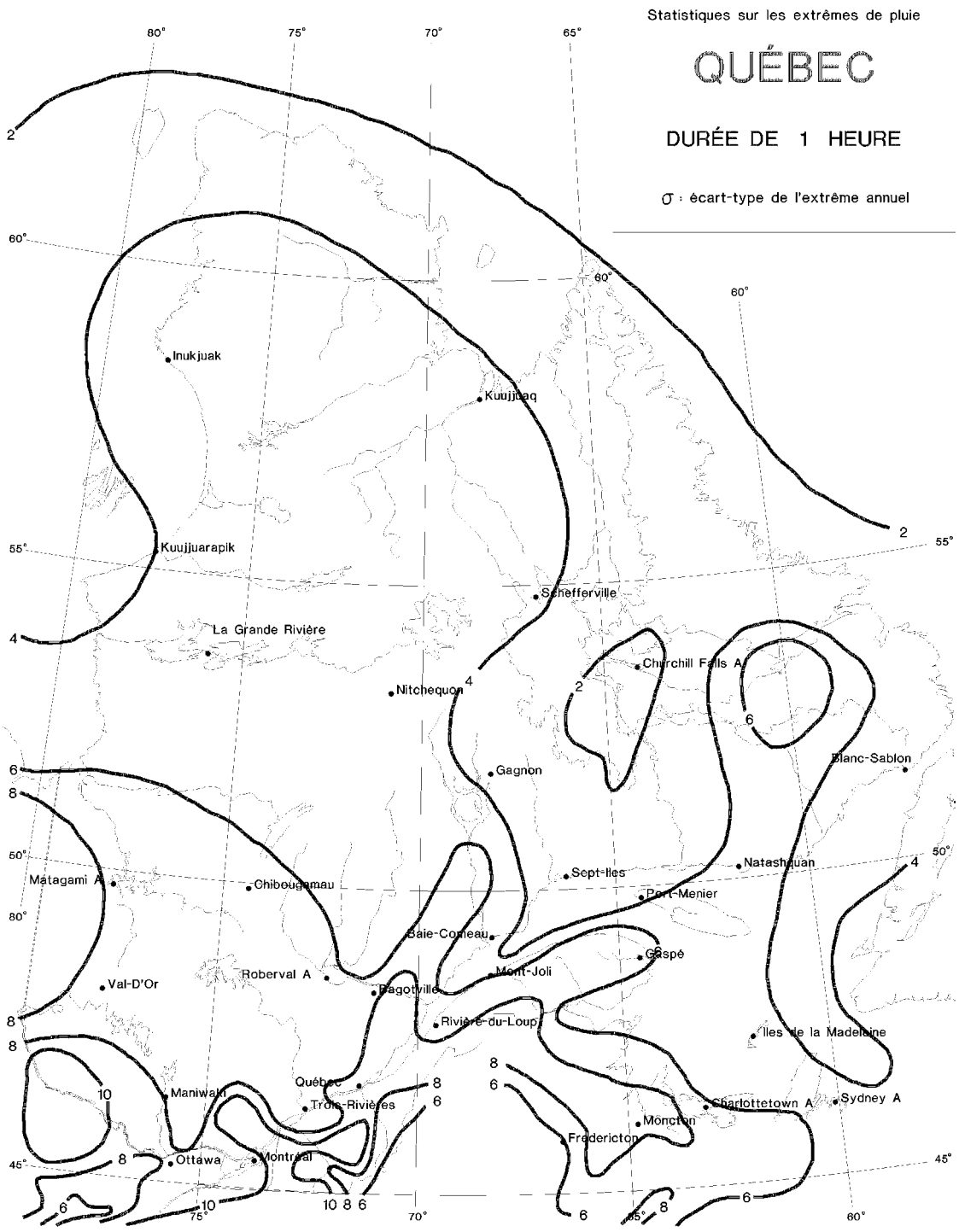


Figure 3.5.1c Isohyètes de l'écart type de la précipitation totale d'une durée de 1 heure

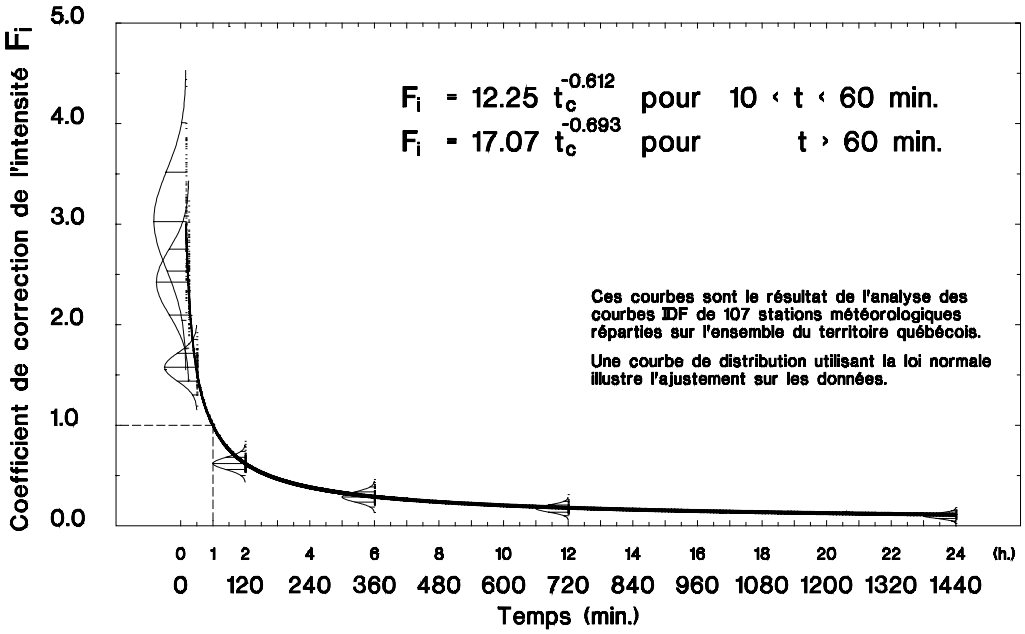


Figure 3.5.1d Coefficient de correction de I en fonction du temps

Tableau 3.5.2 Équations - Temps de concentration

$C_p < 0.40$

$$t_c = \frac{3.26\,(1.1 - C_p)\,L_c^{0.5}}{S_c^{0.33}} \qquad (3.5.2a)$$

où t_c : temps de concentration (min)
C_p : coefficient de ruissellement
L_c : longueur du cours d'eau (m)
S_c : pente « 85-10 » du cours d'eau (%)

si $C_p \leq 0.20$, $S_{c\,min} = 0.1\%$
si $0.20 < C_p < 0.40$, $S_{c\,min} = 0.5\%$

$t_{c\,min} = 10$ min

$C_p > 0.40$

$$t_c = \frac{0.057\,L_c}{S_c^{0.2} A^{0.1}} \qquad (3.5.2b)$$

où t_c : temps de concentration (min)
L_c : longueur du cours d'eau (m)
S_c : pente « 85-10 » du cours d'eau (%)
A : superficie du bassin versant (ha)

$t_{c\,min} = 10$ min

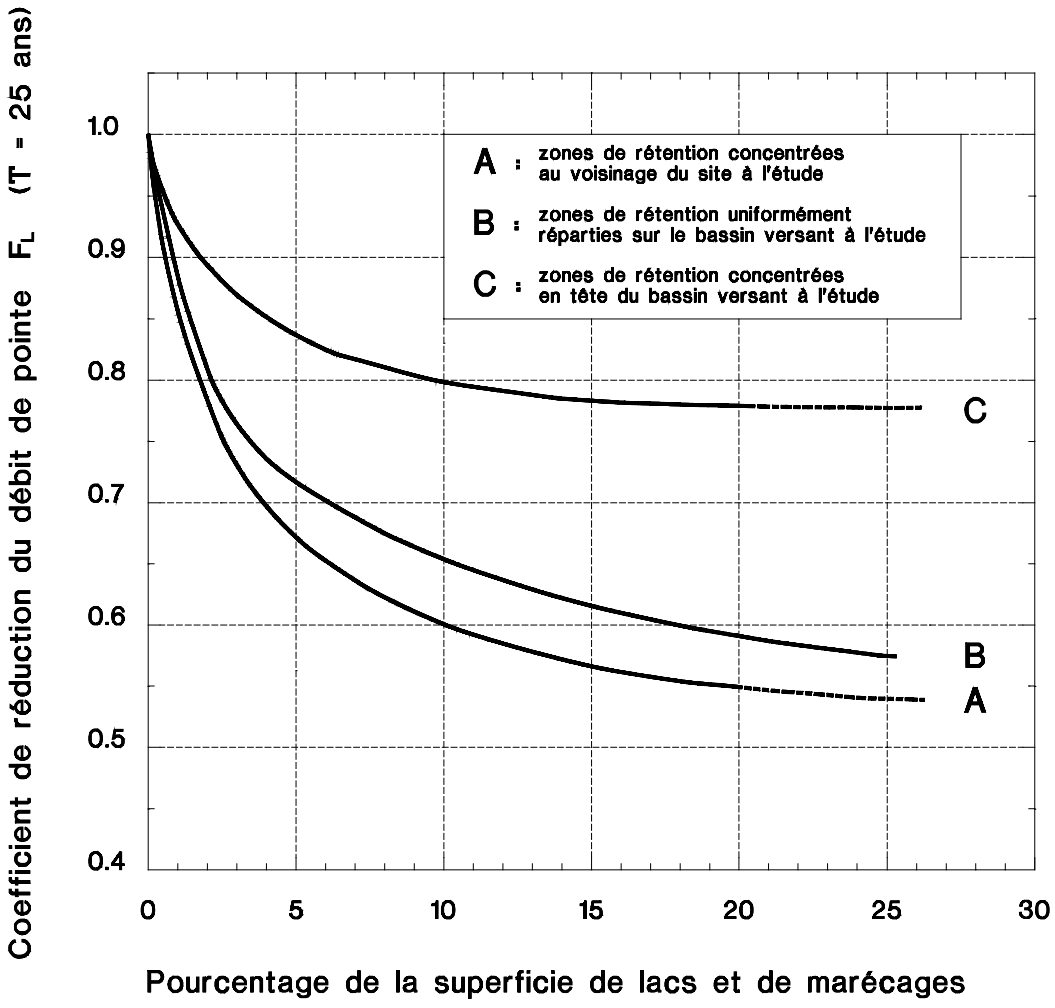


Figure 3.6 Effet de laminage des lacs et marécages

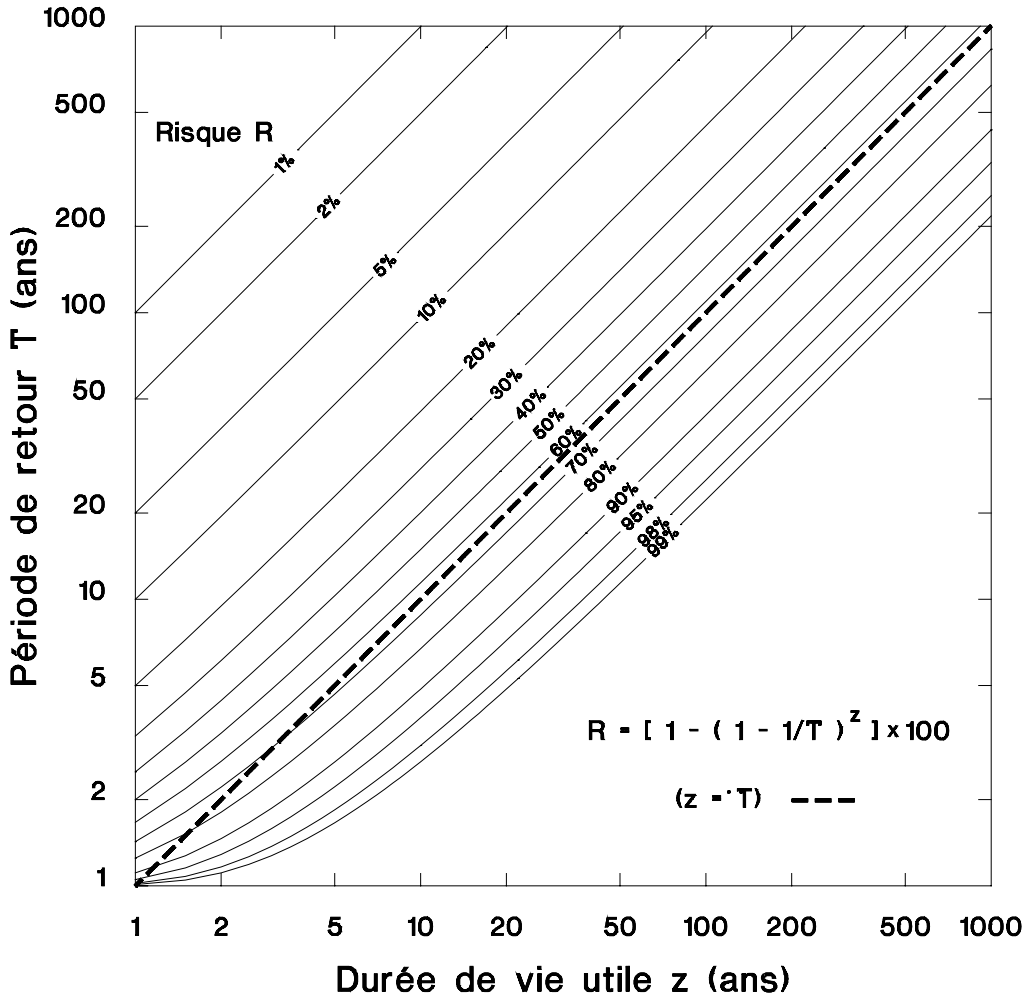


Figure 3.7.1 Courbes du risque

LOCALISATION ET DESCRIPTION (formulaire 3.1)			
Projet no. :		Date :	
Description :		Municipalité :	
Route :		M.R.C. :	
Cours d'eau :		Par :	

COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT - ZONE RURALE

Cl	Végétation	$S_b \leq 3\%$		$3 < S_b < 8\%$		$S_b \geq 8\%$		A_b	C_p	$A_b x C_p$
		A_b	C_p	A_b	C_p	A_b	C_p			
A	boisé		.04		.07		.11			
	pâturage		.08		.10		.20			
	culture		.22		.25		.32			
AB	boisé		.09		.12		.18			
	pâturage		.12		.17		.29			
	culture		.30		.34		.43			
B	boisé		.15		.19		.26			
	pâturage		.17		.25		.39			
	culture		.36		.43		.51			
BC	boisé		.21		.26		.34			
	pâturage		.25		.33		.47			
	culture		.41		.51		.61			
C	boisé		.29		.34		.43			
	pâturage		.34		.43		.56			
	culture		.47		.59		.67			
CD	boisé		.37		.43		.51			
	pâturage		.43		.51		.64			
	culture		.51		.67		.73			
	Lac, marécage								0.05	
Somme $[A_b x C_p]$										
Somme $[A_b]$			+		+		+		=	
C_p pondéré									$A_b C_p / A_b$	

Formulaire 3.1 Tableau type pour le calcul du coefficient de ruissellement pondéré - zone rurale

LOCALISATION ET DESCRIPTION (formulaire 3.2)			
Projet no. :		Date :	
Description :		Municipalité :	
Route :		M.R.C. :	
Cours d'eau :		Par :	

COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT - ZONE URBAINE					
Description		**A_b**	**C_p [min;max]**	**C_p**	**A_bxC_p**
Pavage (Asphalte ou béton)			**[0.80;0.95]**		
Terre plein			**[0.20;0.40]**		
Route de gravier et accotement			**[0.40;0.60]**		
Toiture			**[0.70;0.95]**		
Zone commerciale	**- centre ville**		**[0.70;0.95]**		
	- banlieue		**[0.50;0.70]**		
Zone industrielle	**- peu dense**		**[0.50;0.80]**		
	- dense		**[0.60;0.90]**		
Zone résidentielle	**- unifamiliale**		**[0.30;0.50]**		
	- multiple, détachée		**[0.40;0.60]**		
	- multiple, attachée		**[0.60;0.75]**		
	- banlieue		**[0.25;0.40]**		
Maisons à appartements			**[0.50;0.70]**		
Parc et cimetière			**[0.10;0.25]**		
Terrain de jeux			**[0.20;0.35]**		
Chemin de fer			**[0.20;0.35]**		
Terrain vague			**[0.10;0.30]**		
Somme [A_bxC_p]					
Somme [A_b]					
Coefficient de ruissellement C_p				**A_bC_p/A_b**	

SOMMAIRE	A_b	C_p	A_bxC_p
Zone rurale			
Zone urbaine			
Somme [A_bxC_p]			
Somme [A_b]			
Coefficient de ruissellement C_p			

Formulaire 3.2 Tableau type pour le calcul du coefficient de ruissellement pondéré - zone urbaine
Tableau sommaire pour le calcul du coefficient de ruissellement

LOCALISATION ET DESCRIPTION (formulaire 3.3)					
Projet no.	:		Date	:	
Description	:		Municipalité	:	
Route	:		M.R.C.	:	
Cours d'eau	:		Par	:	

HYDROLOGIE		
A_b	**- superficie du bassin versant (ha)**	
A_L	**- superficie des lacs et marécages (ha)**	
S_b	**- pente moyenne du bassin (%)**	
C_p	**- coefficient de ruissellement**	
$I_{25;60}$	**- intensité de précipitation (mm/h)**	
L_c	**- longueur du cours d'eau (m)**	
S_c	**- pente « 85-10 » du cours d'eau (%)**	
t_c	**- temps de concentration (min)**	
F_i	**- coefficient de correction de l'intensité**	
F_L	**- coefficient de réduction du débit pour laminage**	
Q_{25L}	**- débit (m^3/s)**	
Sommaire des paramètres et résultats		

Période de retour (années)	F_q	Débit (m^3/s)
2	0.54	
5	0.72	
10	0.85	
20	0.96	
25	1.00	
50	1.11	
100	1.23	
Sommaire des débits		

Formulaire 3.3 Tableau sommaire des paramètres et résultats
Tableau sommaire des débits

LOCALISATION ET DESCRIPTION (formulaire 3.4)

Projet no. :		Municipalité :	
Description :		M.R.C. :	
Route :		Date :	
Cours d'eau :		Concepteur :	

Superficie du bassin (A_b)	Longueur (L_c)
Pente moyenne du bassin (S_b)	Pente du cours d'eau (S_c)
Temps de concentration (t_c)	Intensité ($I_{25;60}$)
pour (C_p < 0.40)	Coefficient de correction (F_i)
pour (C_p > 0.40)	Coefficient de correction (F_i)
Pourcentage de lacs et marécages	Coefficient de laminage (F_L)

CL	Description	A_b	Végétation			A_bxC_p
			Type	A_b	C_p	
			boisé			
			pâturage			
			culture			
			boisé			
			pâturage			
			culture			
			boisé			
			pâturage			
			culture			
	$\sum A_b$ =				$\sum A_b x C_p$	
					C_p =	

$$Q_{25} = \frac{C_p\ (F_i\ I_{25;60})\ A_b}{360}\ F_L$$

Période de retour (années)	Débits bruts (m³/s)	Débits laminés (m³/s)
2		
5		
10		
25		
50		
100		

Formulaire 3.4 Tableau sommaire d'un site d'étude

CHAPITRE 4

HYDRAULIQUE DES COURS D'EAU

TABLE DES MATIÈRES

4.1	**GÉNÉRALITÉS**	4-1
4.2	**CARACTÉRISTIQUES DU COURS D'EAU**	4-1
4.2.1	Morphologie	4-1
4.2.2	Pente	4-2
4.2.3	Section type	4-2
4.2.4	Composition du lit et des berges	4-4
4.3	**CONCEPTS FONDAMENTAUX**	4-4
4.3.1	Types d'écoulement	4-4
4.3.2	Équation d'énergie	4-6
4.3.3	Nombres de Reynolds et de Froude	4-9
4.4	**ÉCOULEMENT EN EAU LIBRE**	4-11
4.4.1	Équation de Manning	4-11
4.4.2	Coefficient de rugosité « n »	4-12
4.4.3	Distribution de vitesse	4-14
4.5	**RELATION NIVEAU-DÉBIT**	4-15
4.6	**EXEMPLE PRATIQUE**	4-17
4.6.1	Description du site	4-17
4.6.2	Calculs et résultats	4-18
RÉFÉRENCES		4-22

Annexe 4 Hydraulique des cours d'eau

4.1 GÉNÉRALITÉS

Le but de ce chapitre est de rappeler aux concepteurs des notions de base concernant l'hydraulique des cours d'eau. Une bonne connaissance des caractéristiques et du comportement du cours d'eau permettra de faciliter la conception de l'ouvrage et de déterminer quelle option conviendra le mieux au site étudié.

L'étude hydraulique a pour but d'analyser le comportement naturel de l'écoulement d'un cours d'eau et implique de posséder une bonne description de ses caractéristiques afin de préciser les différentes variables utilisées dans les calculs hydrauliques.

L'écoulement d'un cours d'eau naturel est régi par certaines lois physiques et certains concepts fondamentaux. Une connaissance de base de ceux-ci permettra de mieux évaluer les différents facteurs qui en influencent le comportement.

Finalement, l'analyse du comportement du cours d'eau permettra de déterminer une équation d'écoulement propre au site étudié. Cette équation met en relation les débits, les vitesses et les niveaux d'eau du cours d'eau. Cette relation niveau-débit doit être considérée dans le choix de l'ouvrage. L'implantation du ponceau doit perturber le moins possible les conditions d'écoulement du cours d'eau naturel.

4.2 CARACTÉRISTIQUES DU COURS D'EAU

Certains paramètres permettent de représenter les caractéristiques physiques et géométriques du cours d'eau. Les paramètres principaux décrivent la morphologie, la pente, la section type et la composition du lit et des berges du cours d'eau étudié. La détermination de ces paramètres est essentielle car elle sert de base aux équations d'écoulement. La précision du résultat final de l'analyse du comportement du cours d'eau sera en relation directe avec le soin pris pour déterminer la valeur de ces différents paramètres.

4.2.1 Morphologie

Par morphologie du cours d'eau, on entend sa configuration telle qu'elle apparaît sur une carte topographique ou sur une photographie aérienne. Un cours d'eau peut être rectiligne, en méandres ou encore formé de canaux multiples. L'analyse de la morphologie du cours d'eau dans le secteur d'implantation d'une nouvelle structure s'avère utile pour évaluer les mouvements possibles du lit et les risques d'érosion des berges dans les secteurs sinueux du cours d'eau. En identifiant les problèmes, on peut y parer par des aménagements particuliers aux extrémités du ponceau et assurer ainsi la pérennité de l'ouvrage.

4.2.2 Pente

La pente d'un cours d'eau est un paramètre très important qui a une influence directe sur la conception du ponceau. Ce paramètre fait partie des différentes équations d'écoulement et peut influencer le choix final de l'ouvrage. La pente choisie doit être représentative du secteur où sera implantée la structure. Elle est déterminée lors du relevé topographique des lieux ou estimée à partir de cartes topographiques.

L'analyse du profil longitudinal du cours d'eau peut permettre de déceler d'éventuels problèmes. Une pente très forte génère habituellement des vitesses d'écoulement élevées et augmente la possibilité de problèmes d'affouillement et d'érosion. À l'inverse, un ponceau situé dans une zone de déposition résultant d'une pente faible et d'un écoulement lent peut connaître des problèmes de sédimentation.

4.2.3 Section type

La détermination d'une section type représentative du cours d'eau dans le secteur d'implantation du ponceau est nécessaire pour évaluer le comportement de l'écoulement en eau libre. Cette section est définie principalement par les propriétés suivantes :

profondeur d'eau (h)	:	distance verticale mesurée entre le fond du cours d'eau et la surface de l'eau.
surface d'écoulement (A)	:	surface verticale du cours d'eau, occupée par l'eau.
périmètre mouillé (P_m)	:	longueur du segment de la section qui est en contact avec l'eau.
rayon hydraulique (R_h)	:	rapport entre la surface d'écoulement et le périmètre mouillé (A/P_m).
largeur au miroir (l)	:	largeur à la surface du cours d'eau mesuré perpendiculairement à l'écoulement.

La section d'écoulement est mesurée perpendiculairement à l'axe longitudinal du cours d'eau. Elle est rarement constante sur toute la longueur de ce dernier, comme sur la figure 4.2.3. Il est important de définir une section type qui soit le plus représentative possible du secteur où sera implanté l'ouvrage.

Pour simplifier les calculs hydrauliques, une forme géométrique simple peut avantageusement représenter la section type du cours d'eau. La forme trapézoïdale s'avère la plus utile à cette fin. Le tableau 4.2.3 de l'annexe 4 donne les principales propriétés hydrauliques pour les sections types de cours d'eau les plus courantes.

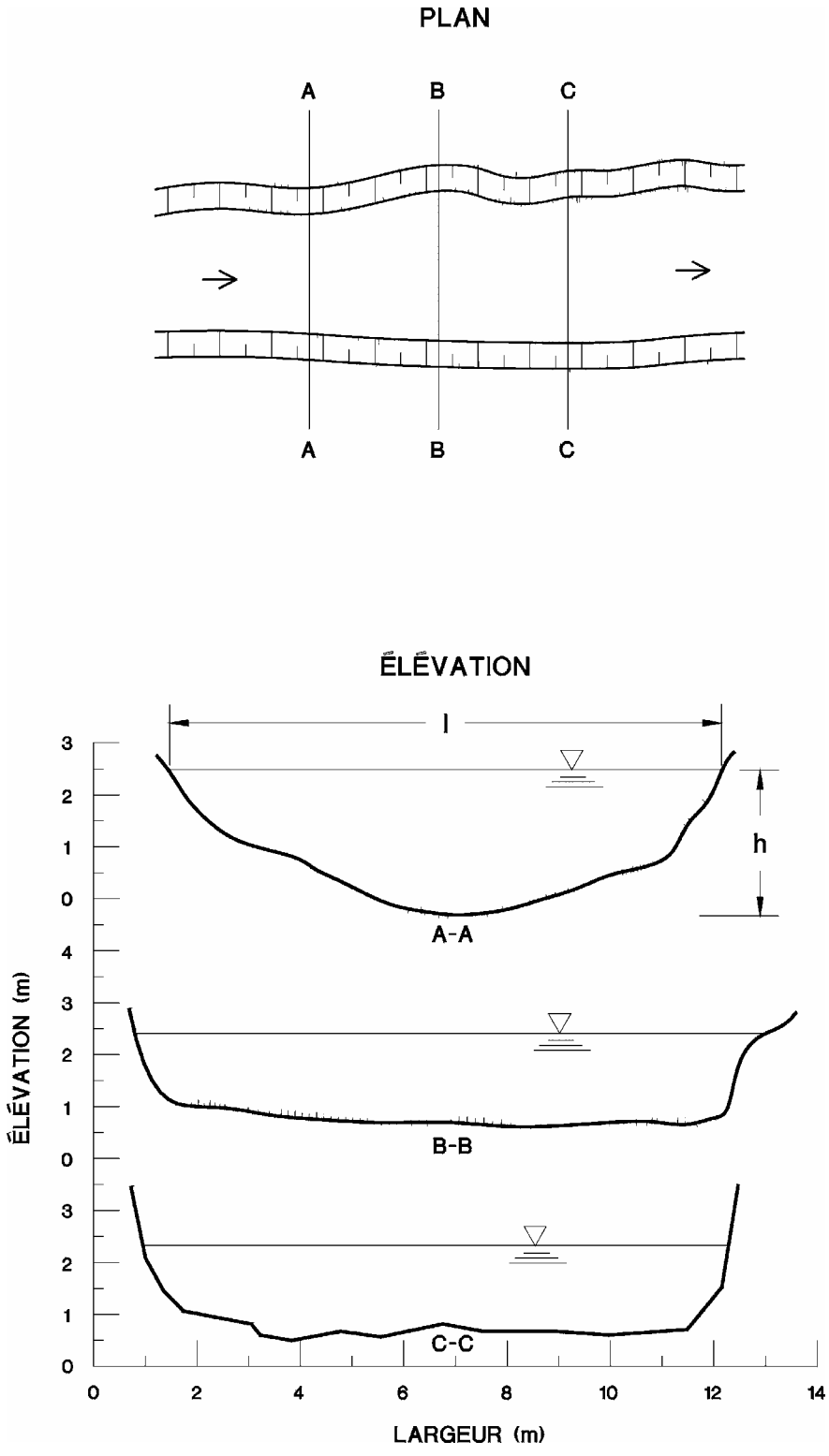


Figure 4.2.3 Sections types

4.2.4 Composition du lit et des berges

La composition du lit et des berges influence directement l'écoulement de l'eau. La présence de pierres dans le lit ou encore de végétation abondante sur les berges occasionne des contraintes très importantes dans l'écoulement. La description de ces composantes permet de définir un coefficient de rugosité propre au cours d'eau. Les valeurs que peut prendre ce coefficient sont traitées à la section 4.4.

4.3 CONCEPTS FONDAMENTAUX

L'analyse des cours d'eau implique la connaissance de certains concepts fondamentaux qui permettent de caractériser les différents types d'écoulement rencontrés dans la nature. La vitesse d'écoulement (V), la profondeur d'eau (h) et le débit (Q) sont les principales caractéristiques à déterminer et à interpréter. L'étude d'un cours d'eau est réalisée en considérant un écoulement unidimensionnel, c'est-à-dire en supposant une vitesse d'écoulement uniforme (vitesse moyenne) sur toute la section d'écoulement. En réalité la vitesse varie en divers points de la section; elle est généralement plus grande près de la surface que près du fond et plus grande au centre que près des rives. Toutefois l'utilisation d'un écoulement unidimensionnel simplifie les calculs et donne des approximations valables en pratique dans la plupart des cas.

4.3.1 Types d'écoulement

L'écoulement dans un cours d'eau se fait à surface libre sous différentes conditions : permanent ou non-permanent, uniforme ou non-uniforme, laminaire ou turbulent, et fluvial ou torrentiel ou critique. Le tableau 4.3.1 donne les caractéristiques de chaque type d'écoulement.

Le nombre de Reynolds (Re) sert de critère pour distinguer entre écoulements laminaires et turbulents. Le nombre de Froude (Fr) sert de critère pour distinguer les écoulements fluviaux des écoulements torrentiels. La section 4.3.3 traite ces critères plus en détails.

Les types d'écoulement décrits précédemment peuvent exister simultanément. Cependant, l'écoulement dans les cours d'eau est en général non-permanent, non-uniforme et turbulent.

Tableau 4.3.1 Types d'écoulement

Écoulement	Caractéristiques
permanent $dv/dt = 0$	la vitesse en un point de l'écoulement est constante en fonction du temps.
non-permanent $dv/dt \neq 0$	la vitesse en un point de l'écoulement varie en fonction du temps.
uniforme $dv/dl = 0$	la vitesse est constante tout le long du tronçon étudié.
non-uniforme $dv/dl \neq 0$	la vitesse varie le long du tronçon étudié.
laminaire $Re < 500$	les forces de viscosité de l'écoulement sont prédominantes sur les forces d'inertie.
transition $500 < Re < 2000$	écoulement de transition entre un écoulement laminaire et un écoulement turbulent
turbulent $Re > 2000$	les forces d'inertie priment sur les forces de viscosité.
fluvial $Fr < 1$	les forces d'inertie sont petites par rapport aux forces de gravité.
critique $Fr = 1$	les forces d'inertie sont égales aux forces de gravité.
torrentiel $Fr > 1$	les forces d'inertie sont grandes par rapport aux forces de gravité.

4.3.2 Équation d'énergie

L'énergie totale en un point de l'écoulement est donnée par l'équation suivante et représentée à la figure 4.3.2a :

$$H_t = Z+h+H_v \qquad (4.3.2a)$$

où H_t : énergie totale (m)
Z : élévation du lit (m)
h : profondeur d'eau (m)
H_v : énergie cinétique ($V^2/2g$) (m)

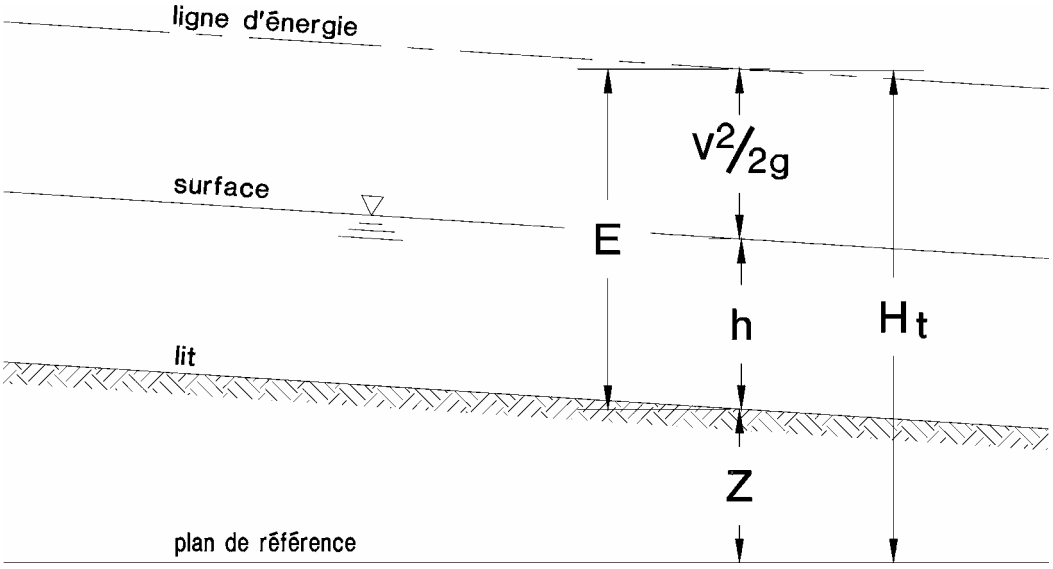


Figure 4.3.2a Concept d'énergie

L'expression $V^2/2g$ représente l'énergie cinétique (H_v), elle est fonction de la vitesse d'écoulement au carré. Ce terme est exact si la vitesse est uniforme sur toute la section. Pour tenir compte de la variation de la vitesse, le terme de l'énergie cinétique peut être corrigé à l'aide du coefficient α.

$$H_v = \alpha \frac{V^2}{2g} \qquad (4.3.2b)$$

Pour les cours d'eau naturels, le coefficient α varie de 1.15 à 1.50. Cette correction est fréquemment négligée dans les cas où la variation de la vitesse est faible (α=1).

Un autre terme fréquemment utilisé est l'énergie spécifique (E) qui représente la somme de la hauteur d'eau et de l'énergie cinétique (équation 4.3.2c). La figure 4.3.2b illustre la relation de la hauteur d'eau et de l'énergie spécifique pour un débit constant.

$$E = h + \frac{V^2}{2g} \qquad (4.3.2c)$$

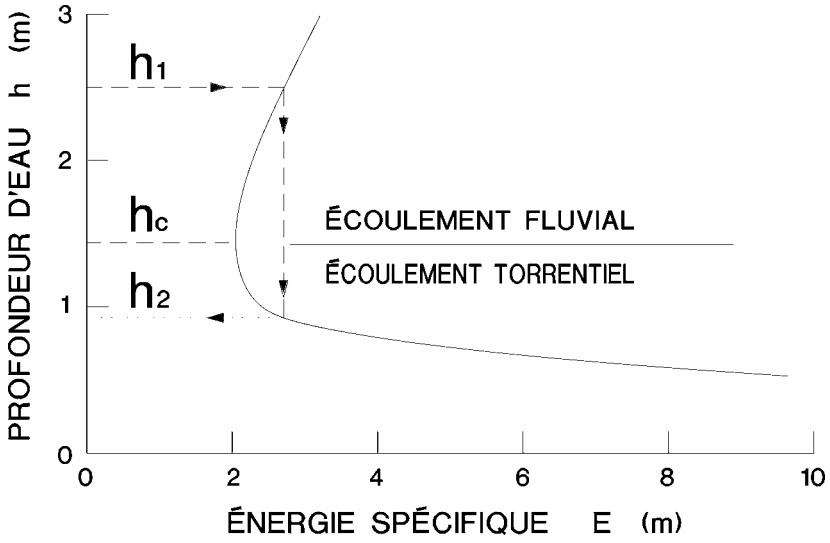


Figure 4.3.2b Énergie spécifique et écoulement critique

Cette figure indique que, pour chaque valeur de l'énergie spécifique, deux profondeurs distinctes peuvent être obtenues sauf dans le cas où l'énergie spécifique serait au minimum. Ce point correspond à la profondeur critique (h_c) de l'écoulement : l'écoulement est alors dit « critique ». L'écoulement est fluvial dans le cas où la profondeur est supérieure à la profondeur critique et torrentielle dans l'autre cas. La profondeur critique et les pertes de charge dans l'écoulement sont des notions importantes qui serviront ultérieurement pour évaluer le rendement hydraulique du ponceau.

Dans le cas d'un écoulement permanent, l'équation de conservation d'énergie entre deux points du cours d'eau est donnée par l'équation suivante:

$$Z_1 + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h \qquad (4.3.2d)$$

La valeur Δh représente la perte de charge entre les points 1 et 2. Les termes de cette équation sont illustrés à la figure 4.3.2c.

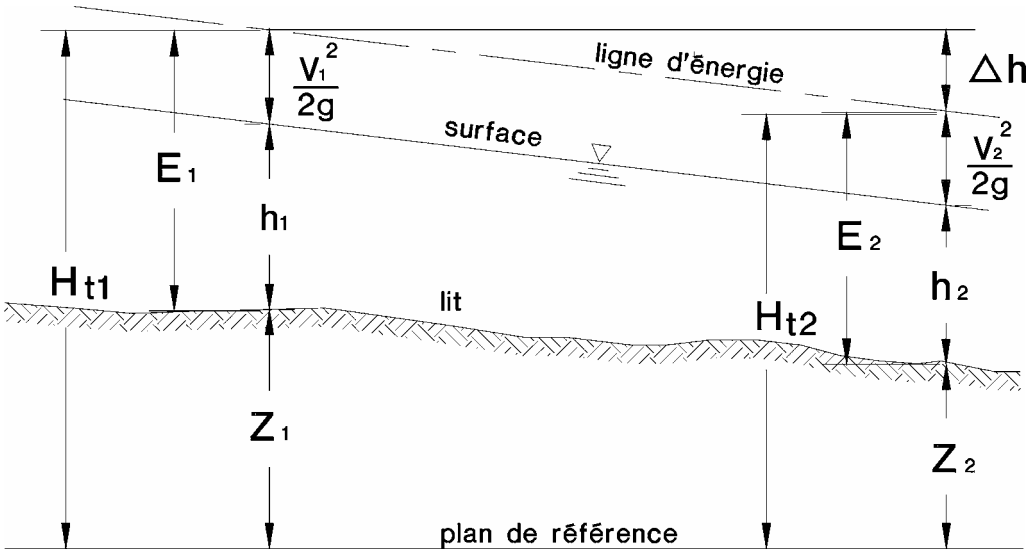


Figure 4.3.2c Écoulement et perte de charge

4.3.3 Nombres de Reynolds et de Froude

Nombre de Reynolds - Re

Le nombre de Reynolds est le résultat d'une expression sans dimension qui caractérise les conditions d'écoulement et met en relation les forces d'inertie et de viscosité.

Dans un cours d'eau, il s'exprime de la façon suivante :

$$Re = V \frac{R_h}{\nu} \qquad (4.3.3a)$$

où
- V : vitesse moyenne (m/s)
- R_h : rayon hydraulique (m)
- ν : viscosité cinématique (m^2/s)

La viscosité cinématique v est égale à 1.308×10^{-6} m^2/s, soit la viscosité cinématique de l'eau douce à la pression atmosphérique et à une température de 10°C.

La valeur du nombre de Reynolds caractérise l'écoulement de la façon suivante:

Re < 500	écoulement laminaire
500 < Re < 2000	écoulement de transition
Re > 2000	écoulement turbulent

De façon générale, dans les cours d'eau naturels à écoulement à surface libre, l'écoulement est turbulent.

Nombre de Froude - Fr

Le nombre de Froude est le résultat d'une expression sans dimension qui caractérise les conditions d'écoulement et met en relation les forces d'inertie et les forces de gravité. Il est donné par l'équation 4.3.3b.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{\frac{gA}{l}}} \qquad (4.3.3b)$$

où
- V : vitesse moyenne (m/s)
- g : accélération due à la gravité (9.8 m/s^2)
- A : surface d'écoulement (m^2)
- l : largeur au miroir (m)

La profondeur critique (h_c), pour un débit donné, correspond à la profondeur pour laquelle l'énergie spécifique (E) est au minimum telle qu'illustrée à la figure 4.3.2b. Le nombre de Froude est alors égal à l'unité. La vitesse critique (V_c) correspond à la vitesse de l'écoulement à la profondeur critique. La valeur du nombre de Froude caractérise l'écoulement de la façon suivante:

Fr < 1	écoulement fluvial
Fr = 1	écoulement critique
Fr > 1	écoulement torrentiel

Le tableau 4.3.3 à l'annexe 4 donne la profondeur critique, la vitesse critique, le débit et l'énergie spécifique pour différentes sections d'écoulement.

4.4 ÉCOULEMENT EN EAU LIBRE

La plupart des équations d'écoulement mettent en relation la vitesse d'écoulement et les caractéristiques de la section en un point du cours d'eau, c'est-à-dire la surface, le rayon hydraulique, la pente et un coefficient de rugosité. L'utilisation de ces équations est d'autant plus facile que la description des caractéristiques du cours d'eau a été bien effectuée lors de l'enquête sur les lieux.

4.4.1 Équation de Manning

L'équation la plus fréquemment utilisée est celle dite de Manning. Elle a été développée pour des conditions uniformes d'écoulement pour lesquelles le profil de la surface et celui de la ligne d'énergie sont parallèles au lit. En pratique, l'équation est considérée comme valable pour les cas d'écoulement non-uniforme rencontrés invariablement dans la nature. Elle se présente sous la forme suivante:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} \sqrt{S} \qquad (4.4.1a)$$

où
- V : vitesse moyenne (m/s)
- n : coefficient de rugosité
- R_h : rayon hydraulique - A/P_m (m)
- A : surface d'écoulement (m^2)
- P_m : périmètre mouillé de la section (m)
- S : pente locale du cours d'eau (m/m)

Dans cette équation, la superficie et le rayon hydraulique varient en fonction de la profondeur. S'il est relativement facile de déterminer la vitesse correspondant à une profondeur normale d'eau donnée, l'inverse est plus délicat. Il faut généralement procéder par itérations successives.

La formule de Manning ne met en relation que la profondeur normale, c'est-à-dire la profondeur d'eau atteinte dans le cours d'eau en régime uniforme. Ainsi, au voisinage de singularités susceptibles de perturber l'écoulement, la profondeur réelle pourra être notablement différente de la profondeur normale mais atteindra cette dernière dès que les effets de la perturbation se seront dissipés.

Cette formule est d'un maniement facile puisqu'elle fait appel à des valeurs mesurables sur les lieux. La détermination du coefficient de rugosité, de la pente locale du cours d'eau et de la section type doit être minutieuse. Des mesures imprécises obtenues lors de l'enquête peuvent donner des débits, ou des profondeurs normales, empreints d'erreurs. Dans tous les cas, les résultats doivent être corroborés par les observations sur les lieux.

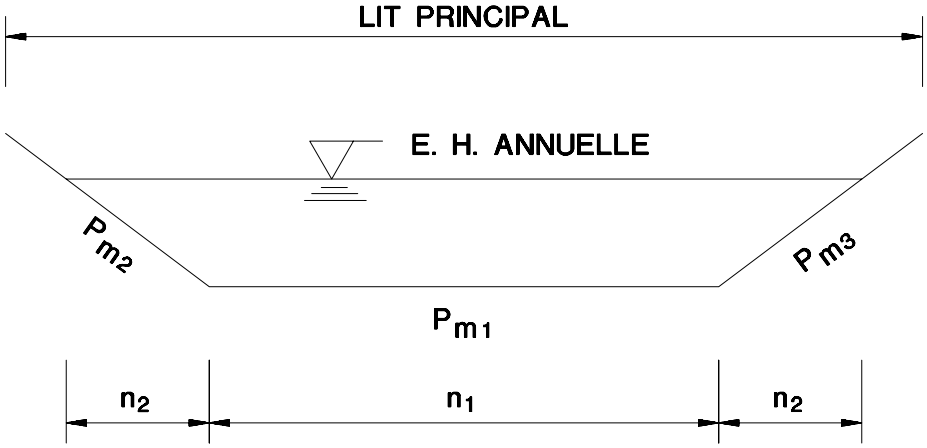
L'équation de Manning peut être résolue en utilisant l'abaque 4.4.1 de l'annexe 4.

4.4.2 Coefficient de rugosité « n »

L'équation de Manning est influencée par le choix du coefficient de rugosité du cours d'eau (coefficient de Manning). La valeur de ce coefficient est fonction des matériaux du lit, de la présence de végétation, des irrégularités du cours d'eau, de la profondeur d'eau et de la charge sédimentaire. Ce coefficient peut également varier en fonction de facteurs saisonniers : la présence de glace en hiver ou de végétation abondante en été influencera la valeur du coefficient de rugosité.

Il n'existe pas de relation simple entre les caractéristiques d'un cours d'eau et la valeur du coefficient de rugosité comme dans le cas des ponceaux et des conduites. C'est dire que l'évaluation correcte de ce coefficient ne s'acquiert qu'avec l'expérience. Il importe donc de bien comprendre les facteurs qui l'influencent.

En pratique, pour tenir compte des différentes caractéristiques du lit principal, le coefficient « n » est évalué en faisant une pondération sur la base du périmètre mouillé du fond et des berges correspondant au niveau d'eau annuel. Il est considéré valable pour toutes les profondeurs d'eau. La figure 4.4.2 illustre la façon de calculer le coefficient de rugosité moyen sur une section.



$P_{mt} = P_{m1} + P_{m2} + P_{m3}$

Fond $= P_{m1}$
Berge $= P_{m2} + P_{m3}$

$$\text{Coeff. n} = \frac{P_{m1}}{P_{mt}} \text{ x } n_1 + \frac{P_{m2} + P_{m3}}{P_{mt}} \text{ x } n_2$$

Figure 4.4.2 Pondération du coefficient de rugosité

Les tableaux 4.4.2a, 4.4.2b et 4.4.2c de l'annexe 4 contiennent une liste des coefficients de rugosité pour différents matériaux et conditions d'écoulement. Ces tableaux facilitent le choix du coefficient de rugosité. Les photographies 4.4.2a à 4.4.2d accompagnant les tableaux illustrent certains coefficients de rugosité pour différentes conditions d'écoulement et différents types de cours d'eau.

Le coefficient de rugosité peut être influencé par des facteurs autres que la composition du lit et la présence de végétation. Le tableau 4.4.2d de l'annexe 4 permet de majorer la valeur du coefficient de rugosité en fonction de la variation de la section d'écoulement, des irrégularités rencontrées dans le cours d'eau, des obstructions possibles et de la sinuosité du cours d'eau (méandres).

4.4.3 Distribution de vitesse

La vitesse varie suivant un plan vertical: la vitesse est maximale près de la surface et diminue progressivement jusqu'au fond. En pratique, dans les calculs unidimensionnels, la vitesse moyenne (V_m) représente adéquatement ces distributions de vitesse. Des exemples de distributions de vitesse sont présentés à la figure 4.4.3. Cette figure illustre la différence entre les distributions de vitesses des écoulements laminaires et turbulents. L'écoulement turbulent possède une distribution de vitesse plus uniforme de la surface au lit que l'écoulement laminaire; ce dernier est davantage influencé par la friction au niveau du lit.

Dans les cours d'eau naturels à écoulement à surface libre, l'écoulement est généralement turbulent.

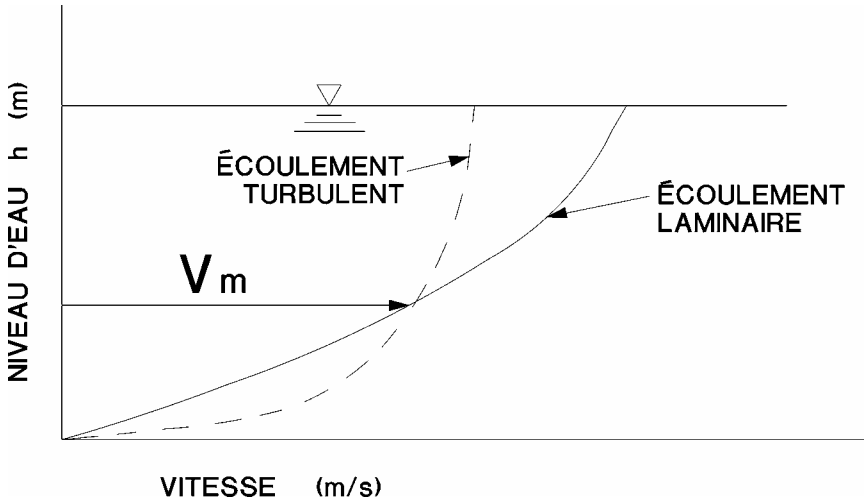


Figure 4.4.3 Distributions de vitesse

Les vitesses d'écoulement évaluées pour le cours d'eau naturel doivent être comparées aux vitesses occasionnées par l'implantation du ponceau. Si l'ouvrage engendre des vitesses d'écoulement susceptibles de provoquer de l'érosion, des mesures correctives aux extrémités du ponceau et dans le lit du cours d'eau doivent être prises pour stabiliser et protéger l'ouvrage et le milieu environnant.

4.5 RELATION NIVEAU-DÉBIT

L'étude des conditions d'écoulement à partir de l'équation de Manning permet de mettre en relation les débits et les niveaux d'eau en un point donné du cours d'eau. Cette relation permet en outre de corroborer les débits déterminés lors de l'étude hydrologique en les comparant avec les niveaux d'eau relevés lors de l'enquête sur les lieux. Cette relation niveau-débit est très importante pour l'étape de la conception du ponceau. L'équation de Manning transformée en fonction du débit (Q=VA) prend la forme de l'équation 4.5. Elle est représentée à la figure 4.5.

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} \sqrt{S} \qquad (4.5)$$

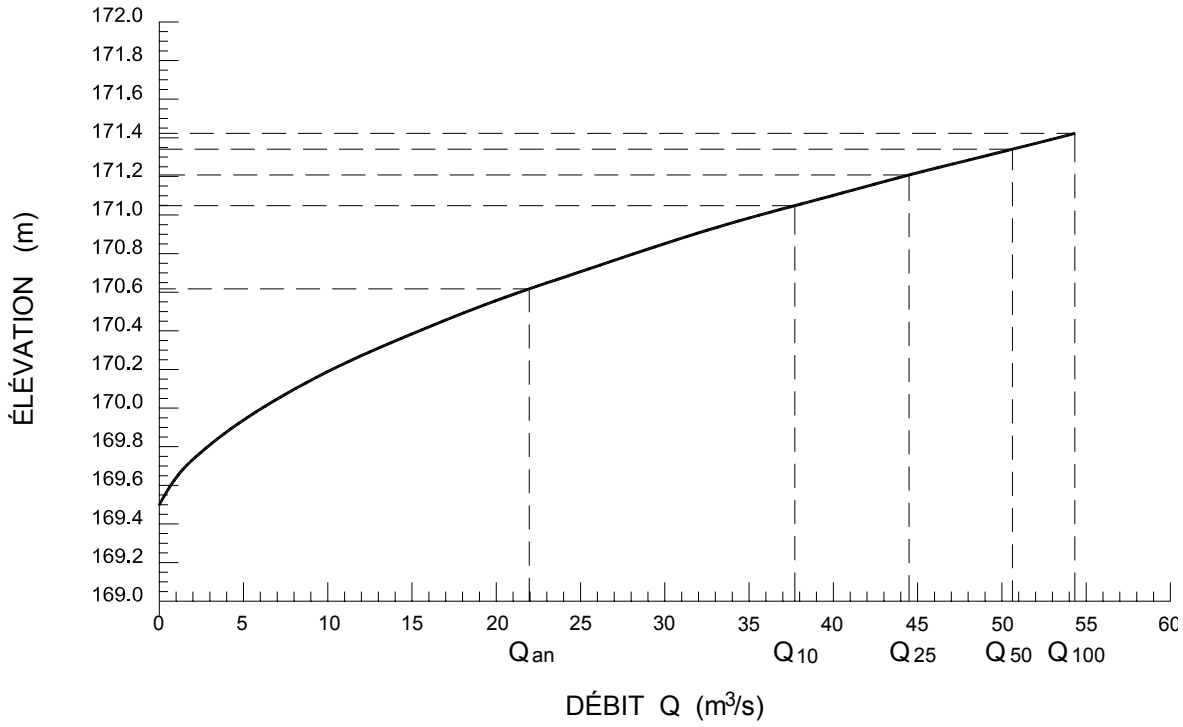


Figure 4.5 Courbe type de la relation niveau débit

Ce graphique indique que dans le premier segment de la courbe, la hauteur d'eau augmente rapidement en fonction du débit. Par la suite la variation relative de la hauteur d'eau est plus faible. La courbe prend cette forme puisque généralement l'augmentation de la section d'écoulement est beaucoup plus forte que celle du niveau d'eau. La présence d'un lit majeur ou d'une zone de débordement amplifie ce phénomène. Ce type de courbe permet de visualiser les niveaux d'eau générés par des débits de différentes périodes de récurrence.

Les niveaux d'eau calculés dans le cours d'eau naturel doivent être comparés avec ceux qui résulteront de l'implantation du ponceau. Le ponceau ne doit pas générer des niveaux d'eau excessifs pour la route et pour les propriétés situées en amont.

4.6 EXEMPLE PRATIQUE

L'exemple qui suit illustre, à partir d'une situation simple, les principes généraux et les principales équations de l'hydraulique des cours d'eau.

4.6.1 Description du site

Soit un cours d'eau dont le tronçon à l'étude est relativement rectiligne et uniforme et dont la pente longitudinale est de 0.8%. Le lit principal est composé d'herbes et de broussailles peu denses et clairsemées. De plus, le cours d'eau renferme quelques irrégularités. Le coefficient de rugosité de Manning choisi est donc de 0.04, soit 0.03 pour la composition du lit et des berges, majoré de 0.01 pour tenir compte des irrégularités. Les tableaux 4.4.2c et 4.4.2d de l'annexe 4 aident à déterminer ces paramètres.

La section type du cours d'eau a une largeur au fond de 4 m et des pentes de talus de 1V:2H. Dans le but de simplifier les calculs, la section est représentée sous une forme trapézoïdale. La figure 4.6.1 résume l'ensemble des caractéristiques du cours d'eau.

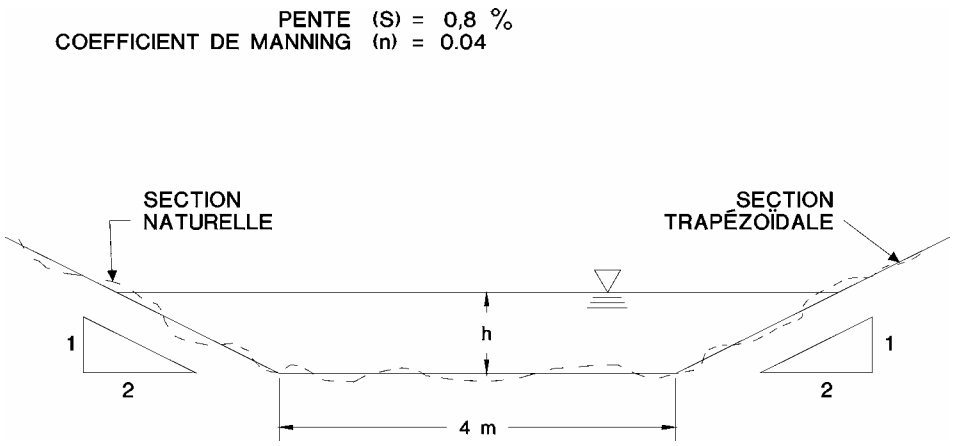


Figure 4.6.1 Caractéristiques du cours d'eau (exemple)

4.6.2 Calculs et résultats

Les principaux calculs à effectuer permettent d'établir une relation niveau-débit par l'équation de Manning et de déterminer le type d'écoulement par le nombre de Froude. Le calcul suivant est effectué pour un niveau d'eau (h) égal à 0.5 m.

Vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} \sqrt{S} \quad \text{où} \quad R_h = \frac{A}{P_m}$$

$$R_h = \frac{2.50}{6.24} = 0.40$$

$$V = \frac{1}{0.04} 0.40^{2/3} \sqrt{0.008}$$

$$V = 1.22 \text{ m/s}$$

Débit :

$$Q = VA$$

$$Q = 1.22 \times 2.50 = 3.04 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nombre de Froude :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{\frac{gA}{l}}} = \frac{1.22}{\sqrt{\frac{9.81 \times 2.50}{6.0}}} = 0.60 \quad (Fr < 1)$$

Le tableau 4.6.2 regroupe les principaux résultats de cet exemple. Ces résultats permettent d'obtenir certaines informations importantes. Ainsi, indépendamment du niveau d'eau dans le cours d'eau, le régime d'écoulement est de type fluvial. À partir de ces résultats, il est possible de déterminer les niveaux d'eau pour différentes périodes de récurrences basées sur les débits obtenus préalablement par les méthodes décrites au chapitre sur l'hydrologie. La courbe qui met en relation les niveaux d'eau et les débits apparaît à la figure 4.6.2.

La vitesse d'écoulement peut être utilisée pour analyser les problèmes d'érosion et pour définir le type et la grosseur de la protection requise pour le lit et les berges du cours d'eau.

Tableau 4.6.2 Principaux résultats (exemple)

Niveau d'eau h (m)	Surface A (m^2)	Périmètre mouillé P_m (m)	Rayon Hydraul. R_h (m)	Vitesse Moyenne V (m/s)	Débit Q (m^3/s)	Nombre Froude Fr	Écoulement Type
0.1	0.42	4.45	0.09	0.46	0.19	0.48	Fluvial
0.2	0.88	4.89	0.18	0.71	0.63	0.53	Fluvial
0.3	1.38	5.34	0.26	0.91	1.25	0.56	Fluvial
0.4	1.92	5.79	0.33	1.07	2.06	0.58	Fluvial
* 0.5	2.50	6.24	0.40	1.22	3.04	0.60	Fluvial
0.6	3.12	6.68	0.47	1.35	4.20	0.62	Fluvial
0.7	3.78	7.13	0.53	1.46	5.54	0.63	Fluvial
0.8	4.48	7.58	0.59	1.58	7.06	0.64	Fluvial
0.9	5.22	8.02	0.65	1.68	8.76	0.65	Fluvial
1.0	6.00	8.47	0.71	1.78	10.66	0.66	Fluvial
1.1	6.82	8.92	0.76	1.87	12.75	0.66	Fluvial
1.2	7.68	9.37	0.82	1.96	15.04	0.67	Fluvial
1.3	8.58	9.81	0.87	2.04	17.54	0.67	Fluvial
1.4	9.52	10.26	0.93	2.13	20.25	0.68	Fluvial
1.5	10.52	10.71	0.98	2.21	23.17	0.69	Fluvial

* exemple de calcul du texte

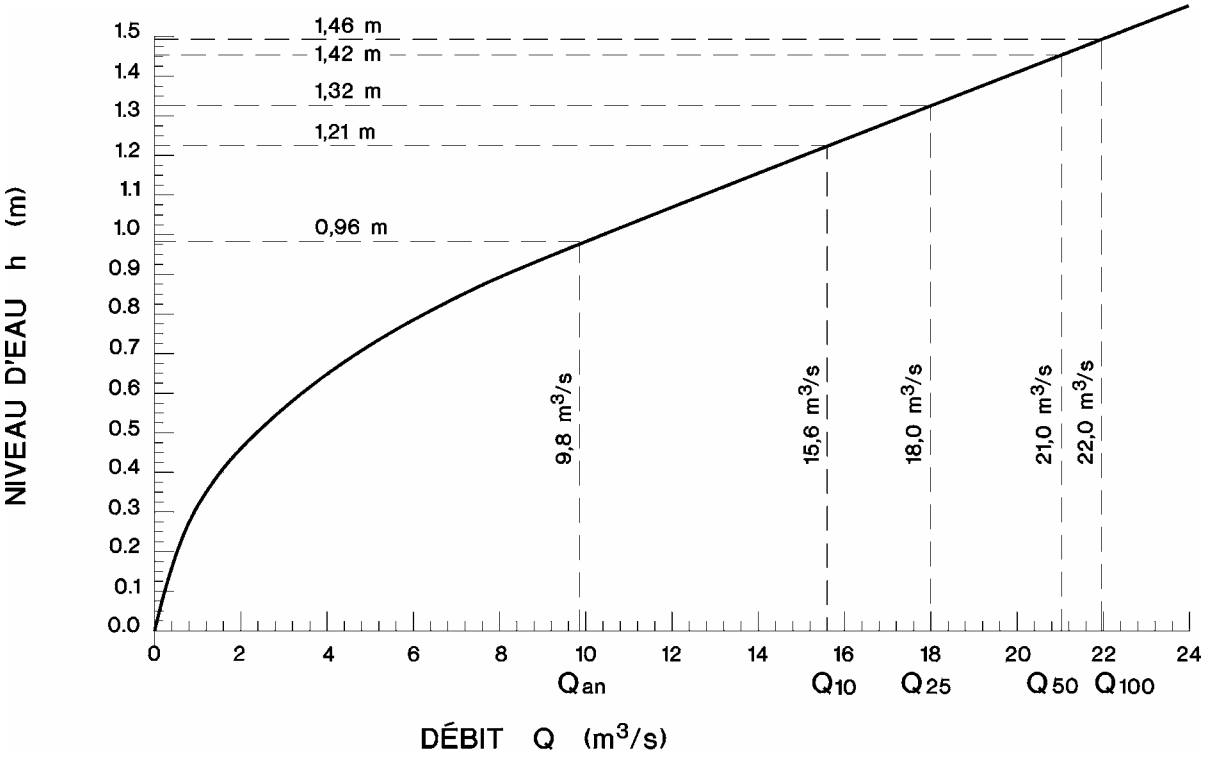


Figure 4.6.2 Relation niveau-débit (exemple)

RÉFÉRENCES

1. ARTC (Association des routes et transports du Canada). Drainage manual - volume I, 1982.

2. Barnes Jr. Harry H.. Roughness characteristics of natural channels. U.S. Geological survey water-supply paper 1849. Third printing 1987.

3. French Richard H.. Open-channel hydraulics. McGraw Hill. 1985.

4. Frenette Marcel & Harvey Bernard. Hydraulique fluviale I (notes de cours). Les presses de l'université Laval. 1971.

5. Gagnon Gaétan. Manuel des ponceaux. Ministère des Transports (Service de l'hydraulique). 1973.

6. Harris, J.D.. MTC Drainage manual. Ministry of transportation and communications - Ontario. 1986.

ANNEXE 4

HYDRAULIQUE DES COURS D'EAU

TABLE DES MATIÈRES

Tableau 4.2.3	Propriétés hydrauliques des cours d'eau	4A-1
Tableau 4.4.3	Écoulement critique - Profondeur (hc), vitesse (Vc), débit (Q), Énergie spécifique (E)	4A-2
Abaque 4.4.1	Équation de Manning	4A-3
Tableau 4.4.2	Coefficients de rugosité de Manning (matériaux du lit)	4A-4
Tableau 4.4.2b	Coefficient de rugosité de Manning (canaux et fossés)	4A-5
Tableau 4.4.2c	Coefficients de rugosité de Manning (cours d'eau)	4A-6
Tableau 4.4.2d	Majoration du coefficient de rugosité	4A-7
Photo 4.4.2a	Coefficient de rugosité = 0.040	4A-8
Photo 4.4.2b	Coefficient de rugosité = 0.049	4A-9
Photo 4.4.2c	Coefficient de rugosité = 0.054	4A-10
Photo 4.4.2b	Coefficient de rugosité = 0.066	4A-11

LISTE DES FORMULAIRES

Formulaire 4.1	Relation niveau - Débit (Manning)	4A-12

Tableau 4.2.3 Propriétés hydrauliques des cours d'eau

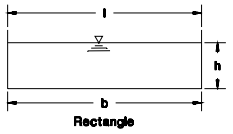
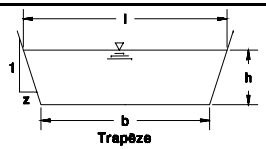
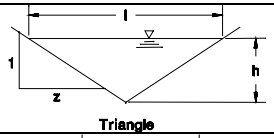
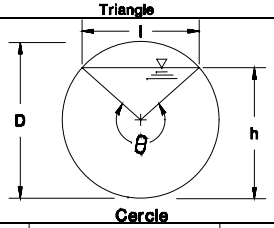
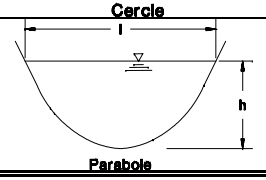
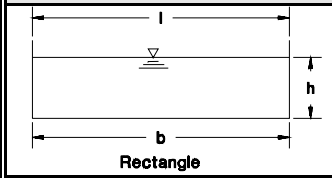
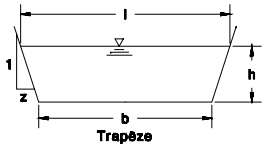
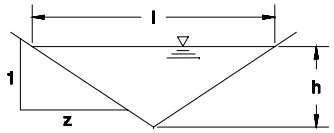
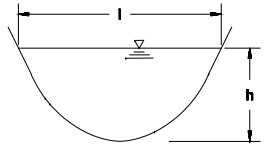
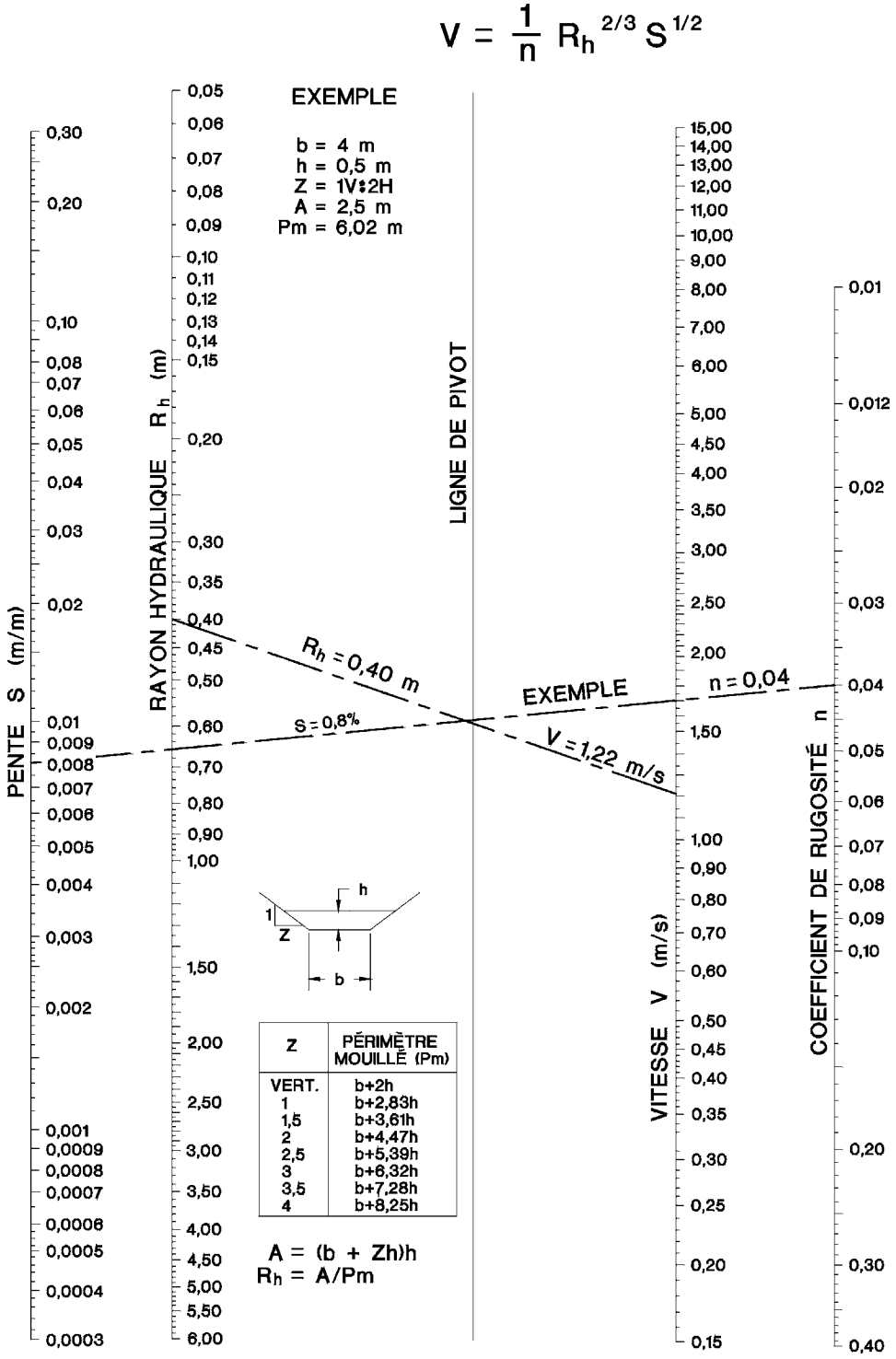
Section	Surface (A)	Périmètre mouillé (P_m)	Rayon (R_h) hydraulique	Profondeur moyenne (h_m)	Largeur au miroir (l)
 Rectangle	bh	$b + 2h$	$\frac{bh}{b + 2h}$	h	b
 Trapèze	$(b + zh)h$	$b + 2h\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{(b + zh)h}{b + 2h\sqrt{1 + z^2}}$	$\frac{(b + zh)h}{b + 2zh}$	$b + 2zh$
 Triangle	zh^2	$2h\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{zh}{2\sqrt{1 + z^2}}$	$\frac{1}{2}h$	$2zh$
 Cercle	$(\theta - \sin\theta)\frac{D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$\frac{1}{4}\left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right)D$	$\left(\frac{\theta - \sin\theta}{\sin\frac{\theta}{2}}\right)\frac{D}{8}$	$(\sin\frac{\theta}{2})D$ ou $2\sqrt{h(D - h)}$
 Parabole	$\frac{2}{3}lh$	$\sqrt{l^2 + \frac{16h^2}{3}}$	$\frac{2/3\, lh}{\sqrt{l^2 + 16h^2/3}}$	$\frac{2}{3}h$	$\frac{3}{2}\frac{A}{h}$

Tableau 4.4.3 Écoulement critique - Profondeur (hc), vitesse (Vc), débit (Q), Énergie spécifique (E)

Section type	Profondeur critique h_c	Vitesse critique V_c	Débit (Q)	Énergie spécifique (E)
 Rectangle	$\frac{V_c^2}{g}$	$\sqrt{gh_c}$	$b\,h_c^{3/2}\sqrt{g}$	$\frac{3}{2}h_c$
 Trapèze	$\frac{V_c^2}{g}-\frac{b}{2z}+\sqrt{\frac{V_c^4}{g^2}+\frac{b^2}{4z^2}}$	$\sqrt{\left(\frac{b+zh_c}{b+2zh_c}\right)gh_c}$	$h_c^{3/2}\sqrt{\frac{g(b+zh_c)^3}{b+2zh_c}}$	$h_c\left(1+\frac{(b+zh_c)}{2(b+2zh_c)}\right)$
 Triangle	$\frac{2V_c^2}{g}$	$\sqrt{\frac{gh_c}{2}}$	$zh_c^{5/2}\sqrt{\frac{g}{2}}$	$\frac{5}{4}h_c$
 Parabole	$\frac{3}{2}\frac{V_c^2}{g}$	$\sqrt{\frac{2}{3}gh_c}$	$l_c\,h_c^{3/2}\sqrt{\frac{8g}{27}}$	$\frac{4}{3}h_c$



Abaque 4.4.1 Équation de Manning

Tableau 4.4.2 Coefficients de rugosité de Manning (matériaux du lit)

Profon-deur h (mm)	Diamètre moyen des matériaux du lit d_{50} (mm)									
	Sable moyen	Gravier			Pierre			Empierrement		
		Petit	Moyen	Gros	Petite	Moyenne	Grosse			
	0.30	5	30	60	90	120	150	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

Tableau 4.4.2b Coefficient de rugosité de Manning (canaux et fossés)

CANAUX NON PROTÉGÉS	**Coefficient « n »**
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
C) Roc	
- lisse et uniforme	0.035 - 0.040
- irrégulier avec aspérités	0.040 - 0.045
CANAUX PROTÉGÉS	**Coefficient « n »**
A) Béton	
- brut de décoffrage	0.013 - 0.017
- de finition	0.012 - 0.014
B) Radier en béton et	
- mur en pierres et mortier	0.015 - 0.020
- mur en blocs de béton	0.020 - 0.025
- mur en enrochement (perré)	0.020 - 0.030
C) Radier en gravier et	
- mur en béton	0.017 - 0.020
- mur en pierres et mortier	0.020 - 0.023
- mur 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	**Coefficient « n »**
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

Tableau 4.4.2c Coefficients de rugosité de Manning (cours d'eau)

LIT PRINCIPAL	**Coefficient « n »**
A) Herbe et broussailles	
- peu denses, clairsemées	0.030 - 0.050
- épaisses	0.050 - 0.070
B) Forte densité de saules	0.060 - 0.080
B) Torrent de montagne	
- lit de gravier et galets	0.040 - 0.050
- lit de galets et blocs	0.050 - 0.070
En présence d'arbres et de branches submergées, augmenter les valeurs de	0.010 - 0.020
PLAINE D'INONDATION	**Coefficient « n »**
A) Pâturage	0.030 - 0.050
B) Zone cultivée	0.030 - 0.050
C) Herbe et broussailles	
- disséminées	0.050 - 0.080
- moyennes, denses	0.100 - 0.160
D) Forte densité de saules	0.150 - 0.200
E) Souches d'arbres	0.040 - 0.080
F) Forêt dense et arbres abattus	
- niveau d'eau < niveau des branches	0.100 - 0.120
- niveau d'eau > niveau des branches	0.120 - 0.160

Tableau 4.4.2d Majoration du coefficient de rugosité

FACTEUR DE MAJORATION	**Majoration de n**
A) Variation de la dimension de la section	
- occasionnelle	0.000 - 0.005
- fréquente	0.005 - 0.015
B) Irrégularités (érosion, sédimentation)	
- faibles	0.000 - 0.005
- modérées	0.005 - 0.010
- sévères	0.010 - 0.020
C) Obstruction (débris, arbres, etc)	
- faible	0.000 - 0.015
- modérée	0.015 - 0.030
- sévère	0.030 - 0.060

Note : Le facteur de majoration est ajouté à la valeur de « n » déterminée à partir des tableaux 4.4.2a à 4.4.2c.

D) Cours d'eau à méandres

rapport L_m/L_s	% de majoration *
1.0 - 1.2	0
1.2 - 1.5	15
> 1.5	30

L_m : longueur du cours d'eau en suivant le méandre
L_s : longueur du cours d'eau en ligne droite

* Le pourcentage de majoration occasionné par les méandres du cours d'eau est appliqué au coefficient de rugosité obtenu après les majorations indiquées aux cas A, B et C.



Caractéristiques du cours d'eau :

			Majoration
• largeur	: 4 m	• alignement droit	non
• hauteur berge	: 1.5 m	• section régulière	non
• rive droite	: 1V:1.5H	• pas d'obstruction	non
• rive gauche	: 1V:1.5H		
• pente	: 0.4%		
• niveau d'eau	: 1.5 m (récurrence annuelle)		

Composition du lit et des berges :

• fond	: terre (n=0.020)
• berges	: herbe longue (n=0.055)

Coefficient « n » (Manning) : proportionnel à la largeur du fond et des berges
périmètre mouillé = 9.4 m (récurrence annuelle)

(4/9.4 x 0.020) + (5.4/9.4 x 0.055) = 0.040

Photo 4.4.2a Coefficient de rugosité = 0.040



Caractéristiques du cours d'eau :

			Majoration
• largeur	: 4 m	• méandres	15%
• hauteur berge	: 2.5 m	• section irrégulière	0.005
• rive droite	: 1V:1H	• érosion importante	0.010
• rive gauche	: 1V:1H		
• pente	: 0.6%		
• niveau d'eau	: 1.5 m (récurrence annuelle)		

Composition du lit et des berges :

• fond	: terre (n=0.020)
• berges	: herbe peu dense (n=0.035)

Coefficient « n » (Manning) : proportionnel à la largeur du fond et des berges
périmètre mouillé = 8.2 m (récurrence annuelle)

(4/8.2 x 0.020) + (4.2/8.2 x 0.035) = 0.028

avec majoration : (0.028 + 0.015) x 1.15 = 0.049

Photo 4.4.2b Coefficient de rugosité = 0.049



Caractéristiques du cours d'eau :

			Majoration
• largeur	: 3 m	• alignement sinueux	non
• hauteur berge	: illimitée	• section régulière	non
• rive droite	: 1V:1H		
• rive gauche	: 1V:1.5H		
• pente	: 3.5 %		
• niveau d'eau	: 1.2 m (récurrence annuelle)		

Composition du lit et des berges :

• fond	: pierres d_{50} = 150 mm (n=0.047)
• berges	: herbe et broussailles épaisses (n=0.060)

Coefficient « n » (Manning) : proportionnel à la largeur du fond et des berges
périmètre mouillé = 6.9 m (récurrence annuelle)

(3/6.9 x 0.047) + (3.9/6.9 x 0.060) = 0.054

Photo 4.4.2c Coefficient de rugosité = 0.054



Caractéristiques du cours d'eau :

			Majoration
• largeur	: 6 m	• alignement droit	non
• hauteur berge	: 2 m	• section régulière	non
• rive droite	: 1V:1.5H		
• rive gauche	: 1V:1.5H		
• pente	: 3.5%		
• niveau d'eau	: 1.2 m (récurrence annuelle)		

Composition du lit et des berges :

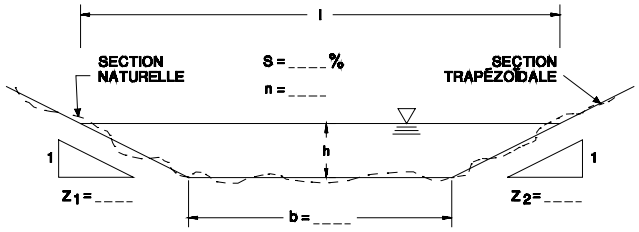
- fond : pierres d_{50} = 450 mm (n=0.074)
- berges : herbe longue (n=0.055)

Coefficient « n » (Manning) : proportionnel à la largeur du fond et des berges
périmètre mouillé = 10.3 m (récurrence annuelle)

(6/10.3 x 0.074) + (4.3/10.3 x 0.055) = 0.066

Photo 4.4.2b Coefficient de rugosité = 0.066

Projet no. : _____	Route : _____	Concepteur : _____
Municipalité : _____	Rivière : _____	Vérificateur : _____
Description : _____		Date : _____



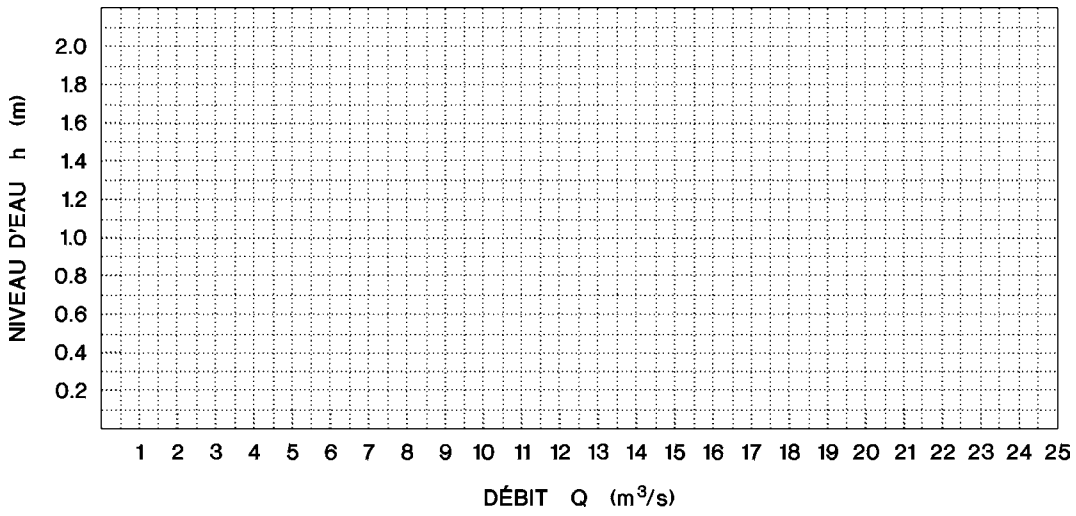
$$Q = VA$$

$$V = \frac{R_h^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{\frac{g\,A}{l}}}$$

$$g = 9{,}81\ m/s^2$$

Niveau d'eau h (m)	Surface A (m^2)	Périmètre mouillé P_m (m)	Rayon hydraulique R_h (m)	Vitesse moyenne V (m/s)	Débit Q (m^3/s)	Nombre Froude F_r	Écoule. Type
0.2							
0.4							
0.6							
0.8							
1.0							
1.2							
1.4							
1.6							
1.8							
2.0							



Formulaire 4.1 Relation niveau - Débit (Manning)

CHAPITRE 5

HYDRAULIQUE DES PONCEAUX

TABLE DES MATIÈRES

5.1	**GÉNÉRALITÉS**	5-1
5.2	**CARACTÉRISTIQUES DES PONCEAUX**	5-2
5.2.1	Matériaux utilisés	5-2
5.2.2	Catégories de ponceaux	5-2
5.2.3	Formes de ponceaux	5-4
5.2.4	Propriétés hydrauliques des ponceaux	5-5
5.3	**CONDITIONS D'ÉCOULEMENT**	5-6
5.3.1	Contrôle à l'entrée	5-6
5.3.2	Contrôle à la sortie	5-9
5.3.3	Profondeur critique	5-20
5.3.4	Conduite fermée	5-21
5.3.5	Amélioration de la capacité d'un ponceau	5-21
5.4	**VITESSE D'ÉCOULEMENT**	5-22
5.4.1	Contrôle à l'entrée	5-22
5.4.2	Contrôle à la sortie	5-23
5.5	**CHOIX FINAL**	5-25
5.6	**PROCÉDURE GÉNÉRALE DE CONCEPTION**	5-27
5.7	**EXEMPLE PRATIQUE**	5-29
5.7.1	Description	5-29
5.7.2	Calculs et résultats	5-31
RÉFÉRENCES		5-39

Annexe 5 Hydraulique des ponceaux

5.1 GÉNÉRALITÉS

La traversée d'un cours d'eau peut être réalisée à l'aide d'un pont ou d'un ponceau. Le choix d'un ponceau peut présenter plusieurs avantages. Sa construction est généralement plus économique, sa mise en place plus rapide et les coûts de son entretien plus faibles.

La fonction principale d'un ponceau est de permettre le passage de l'eau sous un remblai et de supporter les charges mortes et les charges vives qui sollicitent ce dernier. Sa conception implique donc des considérations tant hydrauliques que structurales.

L'amélioration constante des propriétés structurales des ponceaux et des connaissances en mécanique des sols, en hydrologie et en hydraulique ont accru l'utilisation des ouvrages de type ponceau. La construction d'un tel ouvrage exige de modifier le moins possible les conditions locales, de contrôler les niveaux d'eau et ce, au moindre coût. Il est donc primordial de bien connaître les notions d'hydrologie et d'hydraulique des cours d'eau élaborées aux chapitres 3 et 4 de ce manuel.

Ce chapitre sur l'hydraulique des ponceaux inclut une description des types, des catégories et des formes de ponceaux les plus courants. Il traite de la capacité hydraulique d'un ponceau sous différentes conditions d'écoulement et des contraintes s'y appliquant. Il permet finalement de proposer une solution qui satisfait les exigences hydrauliques du site étudié.

5.2 CARACTÉRISTIQUES DES PONCEAUX

5.2.1 Matériaux utilisés

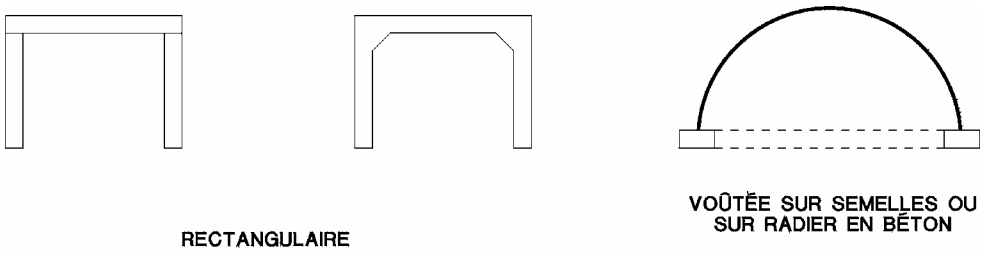
Les matériaux les plus utilisés dans la construction ou la fabrication des ponceaux sont le béton et l'acier. Quelques ponceaux sont construits en bois et il existe présentement sur le marché des ponceaux en aluminium et en matière thermoplastique; les ponceaux en matière thermoplastique sont toutefois limités actuellement aux petits diamètres.

Le choix du matériau dépend, en outre, de son coût d'achat et de mise en œuvre, de sa disponibilité, de sa durée de vie prévue, de sa résistance structurale, des coûts d'entretien, du rendement hydraulique et des moyens de construction. D'autres facteurs tels que des considérations environnementales peuvent également influencer le choix des matériaux utilisés.

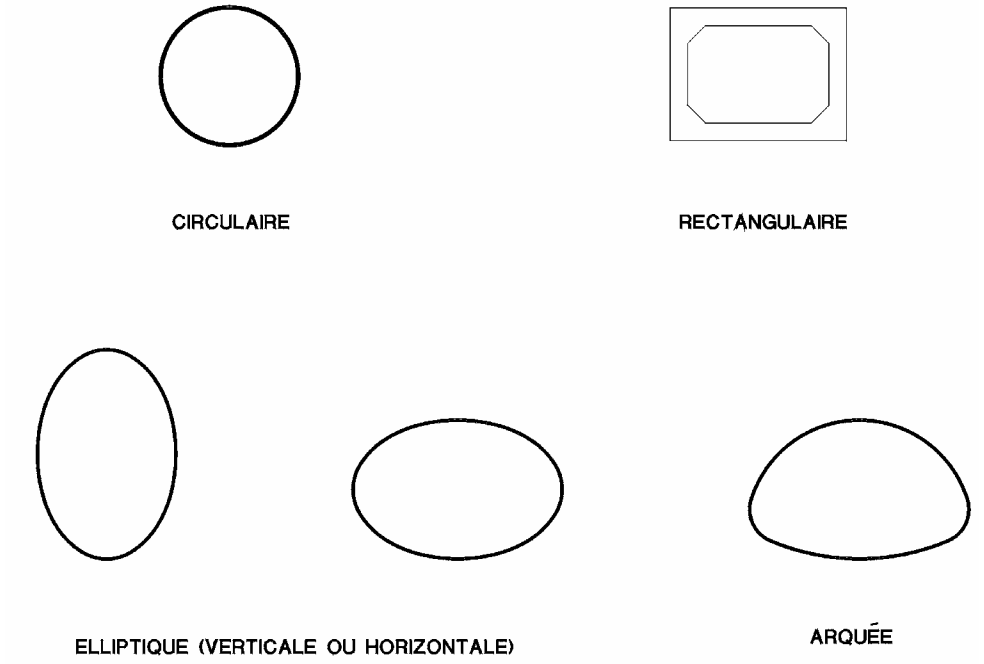
5.2.2 Catégories de ponceaux

Les ponceaux se divisent en deux grandes catégories: les ponceaux à contour fermé et ceux à contour ouvert. La différence réside dans le fait que le ponceau à contour ouvert est supporté par des semelles ou un radier en béton indépendant du ponceau. Les deux catégories sont illustrées à la figure 5.2.2.

La section transversale du ponceau est définie principalement par sa forme, sa portée (correspondant à la largeur du ponceau) et sa flèche (correspondant à sa hauteur). La plupart des ponceaux installés sont à contour fermé. Le ponceau à contour ouvert est plus vulnérable à l'érosion et à l'affouillement; c'est pourquoi il ne doit être utilisé que sur un sol de fondation très résistant ou directement sur le roc. Pour des sols plus meubles, une protection adéquate des semelles de fondation est nécessaire.



PONCEAU À CONTOUR OUVERT



PONCEAU À CONTOUR FERMÉ

Figure 5.2.2 Catégories et formes de ponceaux

5.2.3 Formes de ponceaux

La sélection d'une forme de ponceau dépend principalement du profil disponible et de la profondeur d'eau présents dans le cours d'eau. Le profil disponible correspond à la distance verticale entre le lit du cours d'eau et le dessus de la route.

Rectangulaire

La forme rectangulaire est réservée aux ponceaux en béton et en bois. Adaptable à différentes conditions, cette forme est couramment utilisée pour des profils bas. Elle permet de conserver une largeur d'écoulement constante, indépendamment de la profondeur d'eau dans le cours d'eau.

Circulaire

Disponible pour différents matériaux, cette forme est très répandue à cause de sa facilité d'installation. Ce type de ponceau est très efficace dans différentes conditions. La largeur d'écoulement est réduite au niveau des eaux basses et au-delà de la mi-hauteur.

Arquée

La forme arquée est souvent utilisée lorsque le profil disponible est peu élevé et qu'une largeur d'écoulement plus importante à faibles niveaux d'eau est requise.

Elliptique

La forme elliptique horizontale convient bien pour des profils bas et une grande largeur d'écoulement. La forme elliptique verticale convient mieux pour des profils hauts et une faible largeur d'écoulement.

Voûtée

Cette forme de ponceau est un arc à peu près semi-circulaire en acier ou en béton qui repose sur des semelles ou sur un radier. Elle est généralement utilisée sur un sol de fondation très résistant ou directement sur le roc.

Lorsque le ponceau est construit sur des semelles, le lit naturel du cours d'eau peut être conservé. Un seul batardeau construit au centre du cours d'eau peut être suffisant pour la construction des semelles, puisque le cours d'eau peut être dévié de part et d'autre de celui-ci.

La figure 5.2.2 résume l'ensemble des catégories et des formes de ponceaux les plus courantes.

5.2.4 Propriétés hydrauliques des ponceaux

Les propriétés hydrauliques des ponceaux sont similaires à celles mentionnées dans le chapitre sur l'hydraulique des cours d'eau. Ces propriétés sont principalement regroupées sous les termes suivants:

A = surface d'écoulement

P_m = périmètre mouillé

R_h = rayon hydraulique (A/P_m)

Q = débit

V = vitesse moyenne (Q/A)

Les valeurs de ces différents termes varient en fonction du niveau d'eau à l'intérieur du ponceau. Les abaques 5.2.4a à 5.2.4d de l'annexe 5 permettent de déterminer rapidement la valeur de ces propriétés en fonction du niveau d'eau pour les formes de ponceaux les plus courantes.

5.3 CONDITIONS D'ÉCOULEMENT

Cette section contient un exposé succinct traitant de l'hydraulique des ponceaux et des abaques permettant d'en établir les dimensions pour un ensemble de conditions données. Le principal critère qui influence la conception a trait au fait que l'ouvrage doit permettre le passage de l'eau sans occasionner des niveaux d'eau ou des conditions d'écoulement inadmissibles. Une relation niveau-débit valide doit donc être évaluée au site en tenant compte de la présence du ponceau. Dans les études de capacité hydraulique de ponceaux, la profondeur d'eau à l'entrée (H_{am}) ou le niveau maximal d'opération doit généralement être déterminé.

Dans le cas des ponceaux conventionnels installés sous le réseau routier, les expériences en laboratoire et les observations sur le terrain révèlent que l'écoulement dans les ponceaux se classe généralement en deux grandes catégories: l'écoulement avec un contrôle à l'entrée et l'écoulement avec un contrôle à la sortie. Les ponceaux très longs peuvent être évalués comme une conduite fermée.

Pour chaque type d'écoulement, des formules et des coefficients différents sont utilisés pour calculer la capacité hydraulique d'un ponceau. Dans un cas de contrôle à l'entrée, les facteurs principaux sont la section libre, la profondeur d'eau et la géométrie de l'entrée. Le contrôle à la sortie nécessite en plus de tenir compte de la profondeur d'eau en aval (H_{av}), de la pente, de la rugosité et de la longueur du ponceau.

Il est possible, à l'aide d'un calcul hydraulique, de déterminer le type de l'écoulement dans un ponceau pour un ensemble de conditions données. Ce calcul peut être évité en déterminant les profondeurs d'eau à l'entrée à la fois pour le contrôle à l'entrée et à la sortie; la plus grandes des deux valeurs est alors sélectionnée et le type de contrôle ainsi que la profondeur d'eau correspondante adoptés. Cette façon de procéder est exacte dans tous les cas sauf celui où la hauteur d'eau à l'amont est approximativement la même pour les deux types de contrôle.

5.3.1 Contrôle à l'entrée

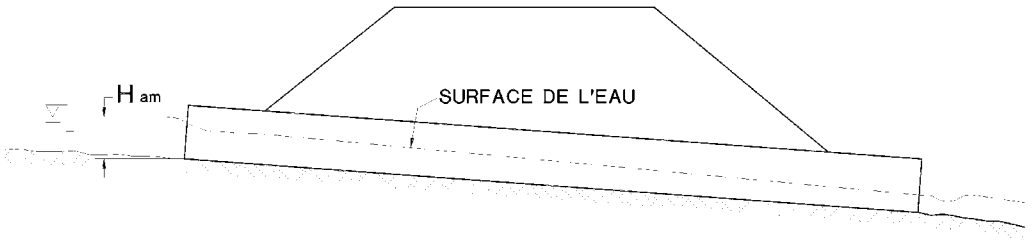
L'expression « contrôle à l'entrée » signifie que la géométrie de l'entrée, c'est-à-dire la forme du ponceau, la section libre et le type d'entonnement déterminent la capacité hydraulique du ponceau. La figure 5.3.1 schématise l'écoulement avec contrôle à l'entrée pour des entrées saillantes, submergées et non submergées.

Dans un contrôle à l'entrée, la rugosité, la longueur du ponceau et les conditions de sortie, y compris la profondeur d'eau en aval, n'influencent pas la capacité d'évacuation du ponceau. Une augmentation de la pente du radier ne provoque qu'une faible diminution de la charge en amont et l'effet de la pente peut être négligé pour les ponceaux usuels dont l'écoulement est contrôlé à l'entrée.

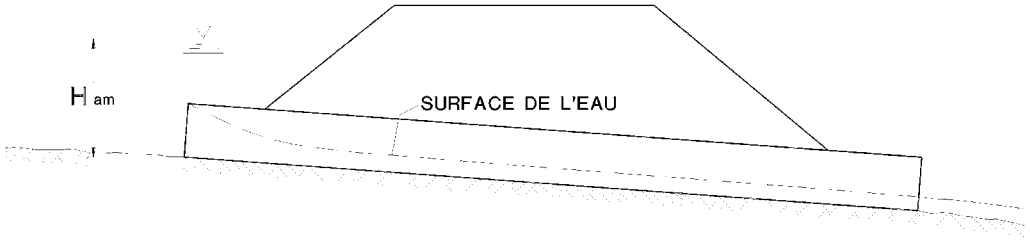
La hauteur d'eau à l'entrée est égale à la profondeur d'eau dans le cours d'eau naturel à laquelle s'ajoute une charge dynamique occasionnée par l'entrée du ponceau. Cette hauteur d'eau est la distance verticale entre le radier à l'entrée du ponceau et la ligne de charge à l'amont. Elle est représentée par l'équation suivante:

$$H_{am} = h + \frac{V^2}{2g} \qquad (5.3.1)$$

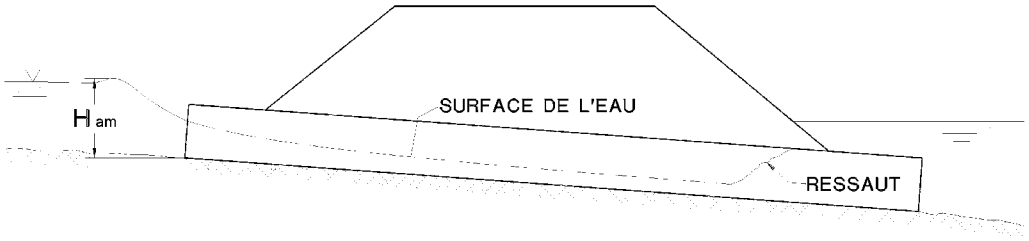
Du fait des faibles vitesses de l'écoulement dans la plupart des retenues et de la difficulté à déterminer le terme $V^2/2g$ pour tous les écoulements, la surface de l'eau et la ligne de charge à l'entrée sont confondues; de cette façon, les profondeurs d'eau données par les abaques « contrôle à l'entrée » de ce manuel peuvent être supérieures à celles observées dans la nature dans certains cas. Le niveau d'eau à l'amont se mesure à partir du radier au droit du début de la pleine section du ponceau.



CAS A : ENTRÉE NON SUBMERGÉE



CAS B : ENTRÉE SUBMERGÉE



CAS C : SORTIE SUBMERGÉE
ENTRÉE NON SUBMERGÉE

Figure 5.3.1 Types de contrôle à l'entrée

Les abaques 5.3.1a à 5.3.1g, regroupés à l'annexe 5, donnent la relation hauteur-débit pour la plupart des ponceaux classiques en contrôle à l'entrée. Les abaques mettent en relation la hauteur du ponceau (H), le débit (Q) et la profondeur d'eau à l'amont (H_{am}) pour différents types de ponceau. Les tableaux et les abaques de l'annexe 5 pour les ponceaux en contrôle à l'entrée sont valides pour les seules profondeurs d'eau indiquées sur les abaques. Toute extrapolation à partir de ces abaques est imprécise. Un résumé du mode d'emploi des différents abaques est donné en annexe.

Les abaques peuvent être présentés sous forme numérique. La résolution de l'équation polynomiale de cinquième degré, apparaissant au tableau 5.3.1a, permet de calculer la profondeur d'écoulement à l'amont du ponceau. Les mêmes limites de validité s'appliquent cependant et doivent être scrupuleusement respectées.

Les tableaux 5.3.1a à 5.3.1h de l'annexe 5 permettent de déterminer la valeur des différents coefficients a, b, c, d, e, f pour les différents types de ponceaux.

Tableau 5.3.1a Détermination de la profondeur en amont (H_{am})

$H_{am}/H = a + bX + cX^2 + dX^3 + eX^4 + fX^5$	
Type	Valeur de X
Rectangulaire	$Q/LH^{3/2}$
Circulaire	$Q/D^{5/2}$
Arqué	$Q/LH^{3/2}$
Elliptique	$Q/LH^{3/2}$
Voûté	$Q/A^{5/4}$
Note: Ces équations ne sont valides que pour les limites pour lesquelles les abaques ont été établis.	

5.3.2 Contrôle à la sortie

En contrôle à la sortie, la capacité hydraulique du ponceau dépend de l'ensemble de ses caractéristiques, c'est-à-dire du type de ponceau utilisé, de sa longueur, de sa forme et de la géométrie de l'entrée de la structure.

Les ponceaux en contrôle à la sortie peuvent supporter un écoulement à section partiellement ou complètement pleine sur une partie ou sur toute la longueur de l'ouvrage tel que montré sur la figure 5.3.2a. Si l'écoulement occupe toute la section sur toute la longueur du ponceau, celui-ci est dit « en charge » ou « coulant plein » tel que les représentent les cas A et B. Deux autres types usuels de contrôle à la sortie sont montrés aux cas C et D.

Chacun de ces cas est abordé indépendamment dans les sections suivantes. Les procédures décrites dans ce manuel donnent des résultats exacts pour fins de drainage routier pour le calcul des profondeurs d'eau à l'entrée pour les conditions d'écoulement à pleine section. La méthode proposée dans le cas de la section d'écoulement partiellement pleine donne, pour les profondeurs d'eau à l'entrée, une solution dont l'exactitude décroît avec la hauteur.

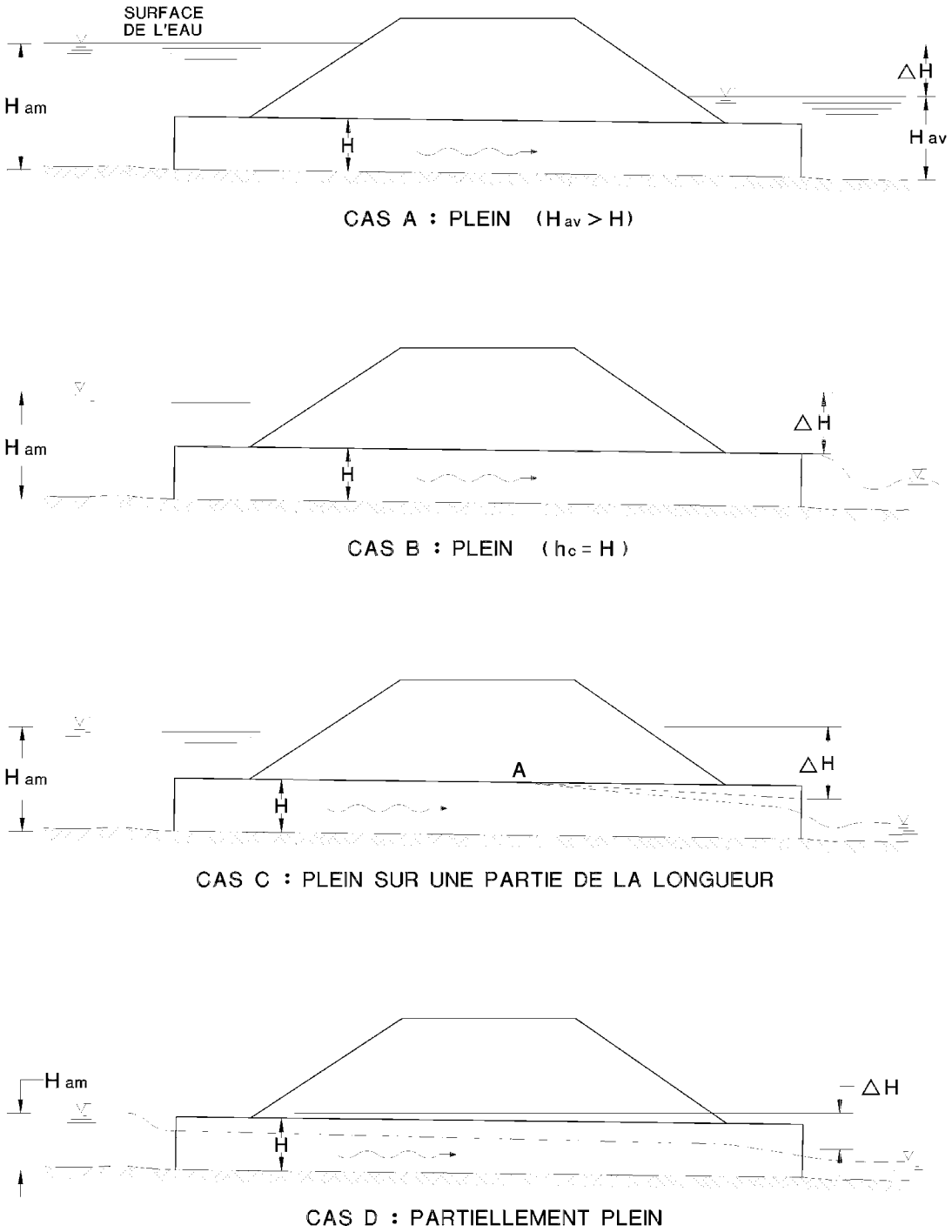


Figure 5.3.2a Types de contrôle à la sortie

Cas A : Ponceau coulant plein

La perte de charge totale ΔH ou encore l'énergie nécessaire pour faire passer une quantité donnée d'eau dans un ponceau coulant plein sur toute sa longueur avec contrôle à la sortie est constituée de trois termes principaux. Ces trois termes, généralement exprimés en mètres d'eau, sont la perte de charge à l'entrée H_e, la perte de charge par frottement H_f et la perte de charge à la sortie H_s. La perte de charge totale se traduit par un rehaussement du niveau d'eau à l'entrée et s'exprime par une équation de la forme:

$$\Delta H = H_e + H_f + H_s \qquad (5.3.2a)$$

Chacune de ces pertes de charge est une fonction de la charge découlant de la vitesse d'écoulement de l'eau, c'est-à-dire la charge dynamique H_v représentée par l'équation 5.3.2b. Dans cette équation, V représente la vitesse moyenne dans le ponceau, soit le quotient du débit (Q) par la section d'écoulement (A). Ce cas correspond à un écoulement plein, c'est-à-dire que V = Q/A.

$$H_v = \frac{V^2}{2g} \qquad (5.3.2b)$$

La perte de charge à l'entrée H_e dépend essentiellement de la géométrie de l'entonnement. Cette perte s'exprime par le produit d'un coefficient K_e de perte de charge à l'entrée par la charge dynamique telle que représentée par l'équation 5.3.2c. Le coefficient de perte de charge à l'entrée varie en fonction du type d'entrée. Les tableaux 5.3.2a et 5.3.2b de l'annexe 5 regroupent les différentes valeurs de ce coefficient.

$$H_e = K_e \frac{V^2}{2g} \qquad (5.3.2c)$$

La perte de charge par frottement H_f est l'énergie nécessaire pour vaincre la résistance due à la rugosité du ponceau. Le terme H_f est développé par la formule de Manning.

$$H_f = \frac{19.6\,n^2 L_p}{R_h^{1.33}} \frac{V^2}{2g} \qquad (5.3.2d)$$

La perte de charge à la sortie H_s est occasionnée par le changement de vitesse de l'écoulement à la sortie du ponceau. Cette perte s'exprime par le produit d'un coefficient K_s de perte de charge à la sortie par la charge dynamique telle que représentée par l'équation 5.3.2e. En pratique, le coefficient K_s est considéré égal à l'unité (K_s=1). Cette façon de procéder est conservatrice puisqu'ainsi la charge dynamique résiduelle du cours d'eau en aval est complètement négligée.

$$H_s = K_s \frac{V^2}{2g} \qquad (5.3.2e)$$

En substituant les trois termes de perte de charge dans l'équation 5.3.2a et en simplifiant, cette dernière devient pour l'écoulement à pleine section:

$$\Delta H = \left(K_e + \frac{19.6\,n^2 L_p}{R_h^{1.33}} + 1 \right) \frac{V^2}{2g} \qquad (5.3.2f)$$

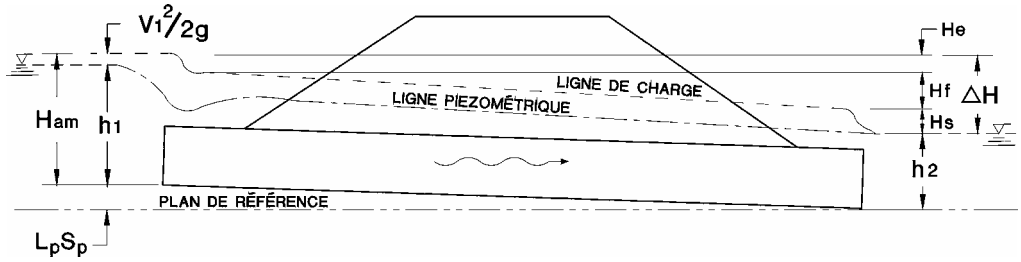
La figure 5.3.2b illustre la relation entre les termes de l'équation 5.3.2f, à savoir la ligne de charge, la ligne piézométrique et la profondeur d'eau à l'entrée H_{am}. La ligne de charge représente la charge totale résiduelle en tout point le long du ponceau. La ligne piézométrique est définie par l'élévation qu'atteindrait l'eau dans de petits tubes verticaux attachés aux parois du ponceau et répartis sur sa longueur. La ligne de charge et la ligne piézométrique sont parallèles sur toute la longueur du ponceau, sauf au voisinage de l'entrée où la veine d'eau se contracte pour s'élargir ensuite. La différence de hauteur entre ces deux lignes est égale à la charge dynamique $V^2/2g$.

La charge dynamique du cours d'eau naturel à l'entrée est généralement faible et peut être négligée. Cette hypothèse est sécuritaire et implique que la ligne d'eau coïncide avec la ligne de charge à l'entrée du ponceau. Ainsi, la profondeur de l'eau à l'entrée, calculée par les méthodes fournies dans ce manuel pour le contrôle à la sortie, peut être supérieure à celle observée dans la nature dans certains cas.

La charge à l'amont (H_{am}) représente donc la distance verticale entre le radier à l'entrée du ponceau et la surface de l'eau.

L'équation 5.3.2f peut être résolue en extrayant ΔH des abaques 5.3.2a à 5.3.2h pour les écoulements à pleine section. Chaque abaque traite d'une forme unique de ponceau ainsi que d'un seul type de matériau et d'une seule valeur de n. Ces abaques peuvent être utilisés pour d'autres valeurs de n en calculant une longueur équivalente du ponceau tel que décrit dans le mode d'emploi des abaques pour contrôle à la sortie, à l'annexe 5.

Dans le cas où la sortie serait totalement submergée, le niveau d'eau à l'entrée se calcule en ajoutant ΔH au niveau d'eau à l'aval. Quoique l'équation 5.3.2f et les abaques soient dérivés pour des écoulements à pleine section, il est possible de les utiliser de façon acceptable pour des écoulements qui n'occupent qu'une partie de cette section.



$$\Delta H = \left(K_e + \frac{19.6\, n^2 L_p}{R_h^{1.33}} + 1 \right) \frac{V^2}{2g} \qquad (5.3.2f)$$

où
- n = coefficient de rugosité de Manning
- L_p = longueur du ponceau (m)
- V = vitesse moyenne (m/s)
- g = accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2)
- A = surface d'écoulement (m^2)
- P_m = périmètre mouillé (m)
- R_h = rayon hydraulique - A/P_m (m)
- S_p = pente du ponceau (m/m)
- L_pS_p = différence d'élévation entre l'entrée et la sortie du ponceau (m)
- K_e = coefficient de perte de charge à l'entrée

Figure 5.3.2b Perte de charge

Cas B : Profondeur critique égale à la hauteur du ponceau

Quand le débit est suffisant pour donner une profondeur critique égale à la hauteur libre du ponceau, l'écoulement occupera la pleine section à la sortie tel qu'indiqué au cas B. La ligne piézométrique passera par le couronnement du ponceau à la sortie pour tous les débits supérieurs à celui provoquant une profondeur critique égale à la hauteur libre du ponceau. Le niveau à l'amont de la structure se calcule en ajoutant la charge totale ΔH au niveau du couronnement du ponceau à la sortie.

Quand la profondeur critique à la sortie devient inférieure à la hauteur libre du ponceau, la ligne d'eau subit un abaissement local dont l'importance varie en fonction du débit. Dans ces conditions, la détermination très précise du niveau à l'amont nécessite généralement le calcul de la courbe de remous. Pour éviter ce calcul, il est possible d'utiliser une méthode simplifiée mais approximative.

Les types usuels d'écoulement pour les faibles profondeurs d'eau à l'aval sont illustrés aux cas C et D. Ces deux genres d'écoulement dépendent de l'importance du débit et de la forme de la section du ponceau.

Cas C : Ponceau coulant plein sur une partie de sa longueur

Ce genre d'écoulement se retrouve fréquemment dans la nature. L'entrée du ponceau est totalement submergée et la sortie du ponceau est libre partiellement. Le ponceau coule plein sur une partie de sa longueur. La ligne piézométrique pour la partie en charge passe par un point, identifié A à la figure 5.3.2a, où l'eau décolle du sommet du ponceau. Les calculs de courbes de remous montrent que la ligne piézométrique, si elle est prolongée en ligne droite, coupe le plan de la section à la sortie en un point situé au-dessus de la profondeur critique. L'élévation de ce point est approximativement située à mi-distance entre la profondeur critique et le couronnement du ponceau ($(h_c + H)/2$). Le niveau d'eau à l'amont de la structure se calcule en ajoutant la perte de charge totale ΔH à cette élévation.

La condition d'écoulement à pleine section sur une partie de la longueur du ponceau, se produit lorsque la profondeur à l'entrée H_{am}, calculée telle qu'explicitée au paragraphe précédent, est égale ou supérieure à la quantité:

$$H_{am} \geq H + (K_e + 1) \frac{V^2}{2g} \qquad (5.3.2g)$$

Lorsque la profondeur d'eau à l'entrée est inférieure à la valeur ci-dessus, la surface demeure libre (cas D) sur toute la longueur du ponceau.

Cas D Ponceau coulant partiellement plein

Afin de déterminer précisément les profondeurs d'eau à l'entrée dans ce cas, il est nécessaire de calculer la courbe de remous correspondant aux conditions d'écoulement. Ce manuel n'explicite pas ce type de calcul. La solution proposée ici est identique à celle décrite au cas C. L'exactitude de la profondeur d'eau à l'entrée décroît cependant avec le débit. Cette méthode est généralement satisfaisante pour des profondeurs d'eau à l'entrée supérieures à 75% de la hauteur libre du ponceau.

Équation générale

La profondeur d'eau à l'entrée peut être exprimée par une équation valable pour tous les cas de contrôle à la sortie et pour toutes les profondeurs d'eau en aval. Cette équation générale de la profondeur d'eau à l'entrée est la suivante:

$$H_{am} = \Delta H + h_o - L_p S_p \qquad (5.3.2h)$$

ΔH = équation (5.3.2f) ou abaques (m)

L_p = longueur du ponceau (m)

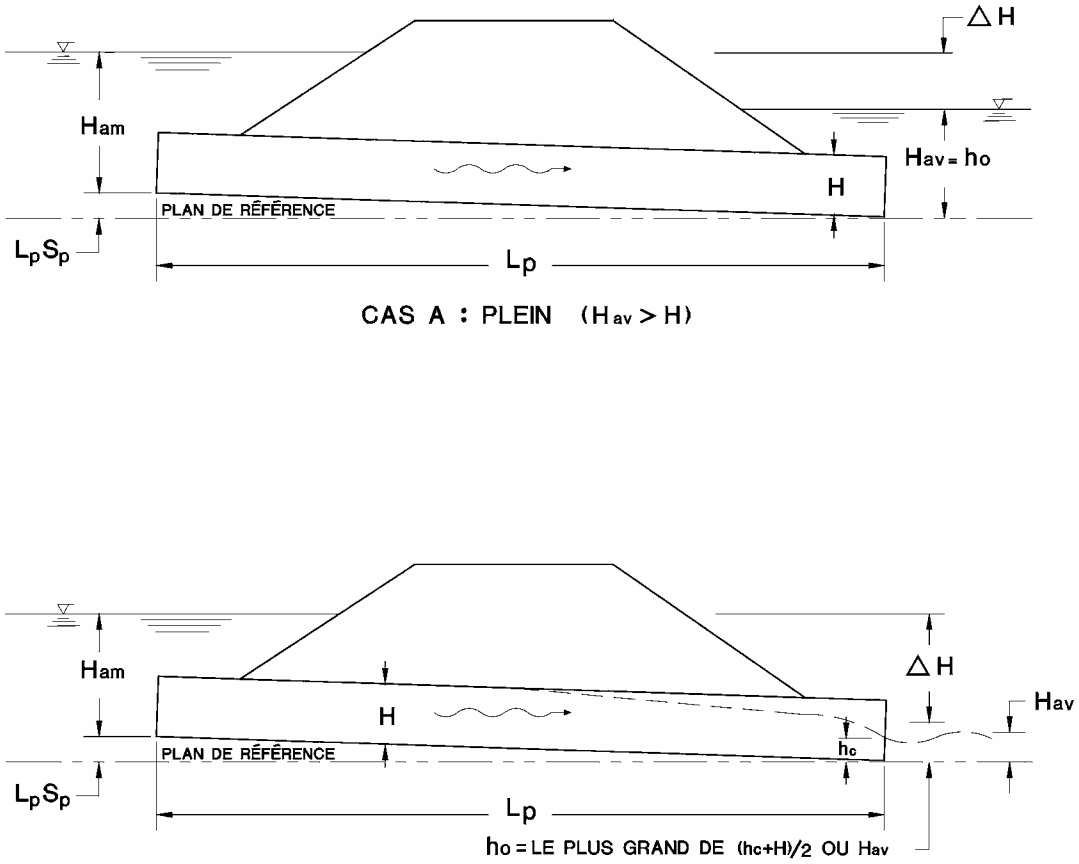
S_p = pente du ponceau (m/m)

h_o = distance verticale entre le radier à la sortie et la hauteur à partir de laquelle ΔH est compté (m)

La valeur de h_o varie en fonction du type de contrôle à la sortie. Le tableau 5.3.2c résume les choix possibles. La figure 5.3.2c schématise les cas A et C.

Tableau 5.3.2c Hauteur de calcul en aval (h_o)

Type de contrôle à la sortie		Valeur de h_o
Cas A :	Pleine section $H_{av} > H$	H_{av}
Cas B :	Hauteur critique = H $h_c = H$	h_c ou H
Cas C :	Ponceau coulant plein sur une partie de sa longueur	le plus grand de H_{av} $(h_c + H)/2$
Cas D :	Ponceau coulant partiellement plein	Si $H_{am} \geq 0.75H$ idem au cas C Si $H_{am} < 0.75H$ courbe de remous
$H_{am} = \Delta H + h_o - L_p S_p$		



$$H_{am} = \triangle H + h_o - L_p S_p$$

Figure 5.3.2c Hauteur de calcul en aval (h_o)

Profondeur d'eau en aval (H_{av})

Pour les ponceaux en contrôle à la sortie, la profondeur d'eau à l'aval est un des facteurs principaux pour le calcul de la profondeur d'eau à l'entrée et pour la détermination de la capacité du ponceau. Cette profondeur d'eau dans le cours d'eau naturel, à l'aval de la structure, doit donc être déterminée avec soin.

Une bonne expérience et beaucoup d'esprit critique sont nécessaires pour évaluer les profondeurs d'eau pouvant se produire lors des crues. Une inspection sur le terrain est requise pour reconnaître les sections de contrôle de l'écoulement à l'aval et les niveaux atteints par les eaux, tels que discutés plus amplement au chapitre 2 du manuel.

L'utilisation de la formule de Manning, décrite au chapitre 4 du manuel, permet d'obtenir une approximation de la profondeur de l'écoulement dans le cours d'eau naturel dans les cas où la section en travers du lit, la pente et la rugosité sont raisonnablement uniformes.

Lorsque le niveau de l'eau à la sortie du ponceau est influencé par des contrôles situés à l'aval, d'autres moyens peuvent être utilisés pour déterminer la profondeur de l'eau à l'aval. Il est nécessaire quelquefois de définir la relation hauteur-débit du cours d'eau dans lequel se jette celui sous étude, de connaître les cotes de retenue d'un barrage ou encore d'établir les niveaux atteints par la marée.

5.3.3 Profondeur critique

La profondeur critique (h_c) à la sortie d'un ponceau est utile dans les cas de contrôle à la sortie. Elle représente la profondeur d'eau correspondant à un écoulement critique, c'est-à-dire lorsque le nombre de Froude est égal à l'unité. Cette profondeur varie en fonction du débit et des caractéristiques du ponceau. Les abaques 5.3.3a à 5.3.3g permettent de déterminer la profondeur critique pour différentes formes et dimensions de ponceaux. L'équation 5.3.3, mettant en relation le débit, la surface d'écoulement et la largeur au miroir, a servi à les établir.

$$Q = \sqrt{\frac{g\ A_c^3}{l_c}} = f(\ h_c\ ) \qquad (5.3.3)$$

où Q = débit (m^3/s)
A_c = surface d'écoulement à la profondeur critique (m^2)
l_c = largeur au miroir à la profondeur critique (m)
h_c = profondeur critique (m)

La surface (A) et la largeur au miroir (l) sont fonction de la profondeur d'écoulement (h_c) dans le ponceau.

5.3.4 Conduite fermée

Le ponceau de forme circulaire peut quelquefois être calculé comme une conduite fermée, notamment lorsque le ponceau est très long. La capacité hydraulique du ponceau est déterminée au moyen de l'équation de Manning ou de l'abaque 5.3.4. Cet abaque met en relation le diamètre, la pente, la vitesse et le débit pour un ponceau en béton coulant plein. Le coefficient de Manning utilisé est de 0.013. Les deux équations suivantes donnent la vitesse d'écoulement et le débit pour une conduite coulant pleine.

$$V = 30.527\, D^{\frac{2}{3}}\, \sqrt{S} \qquad (5.3.4a)$$

$$Q = 23.976\, D^{\frac{8}{3}} \sqrt{S} \qquad (5.3.4b)$$

où V : vitesse dans la conduite (m/s)
D : diamètre de la conduite (m)
S : pente de la conduite (m/m)
Q : débit (m^3/s)

5.3.5 Amélioration de la capacité d'un ponceau

L'augmentation de la capacité hydraulique d'un ponceau, existant ou projeté, sans modifier ses dimensions, peut être avantageuse dans certains cas. La forme de l'entrée, la géométrie du bord et le biais de l'entonnement sont des caractéristiques qui affectent de façon significative la capacité hydraulique d'un ponceau. Les résultats d'études montrent que la géométrie du bord de l'entrée influence grandement le rendement hydraulique surtout dans le cas de contrôle à l'entrée. Dans le cas de contrôle à la sortie, ces caractéristiques ont une influence plus marginale.

À titre d'exemple, la capacité d'un tuyau métallique à extrémités saillantes et à bords minces peut être augmentée en incorporant le bord mince dans un mur de tête. La capacité du même tuyau à bords minces peut encore être augmentée en donnant à l'entonnement une forme arrondie, biseautée ou conique. Ces formes peuvent être incorporées dans un mur de tête préfabriqué ou construit en place. La capacité des ponceaux rectangulaires peut également être augmentée, à peu de frais, en incorporant un convergent au mur de tête.

Les différents abaques des ponceaux dont le contrôle s'effectue à l'entrée, joints à l'annexe 5, sont de bons exemples pour déterminer l'efficacité de l'entrée. Les trois échelles de la profondeur à l'amont démontrent directement l'influence de l'angle des murs en aile, d'une extrémité saillante, biseautée ou incorporée à un mur droit ou encore d'une extrémité chanfreinée. De même, le tableau des coefficients de perte de charge à l'entrée indique les augmentations potentielles de la capacité hydraulique par des aménagements particuliers à l'entrée.

5.4 VITESSE D'ÉCOULEMENT

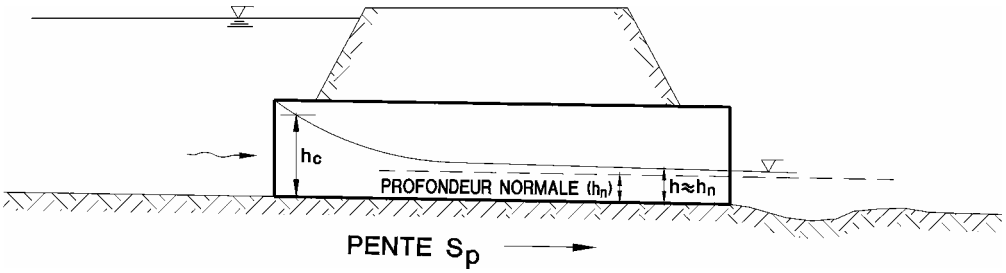
En général, un ponceau contracte l'écoulement et augmente ainsi localement la vitesse par rapport aux conditions naturelles. De fortes vitesses d'écoulement à l'aval immédiat de la structure peuvent provoquer des dégâts importants. Les possibilités d'érosion et d'affouillement dans cette zone doivent donc être considérées dans l'étude d'un projet.

Dans de nombreux cours d'eau, la vitesse maximale dans le lit mineur est très supérieure à la vitesse moyenne sur la section. Le besoin de protection du lit et des berges aux extrémités de la structure peut être déterminé en comparant les vitesses à la sortie du ponceau aux vitesses maximales du cours d'eau naturel.

5.4.1 Contrôle à l'entrée

Les vitesses à la sortie d'un ponceau coulant en contrôle à l'entrée ne peuvent être déterminées avec précision que par un calcul de courbe de remous. Elles peuvent cependant être déterminées de façon approximative en calculant la vitesse moyenne sur la section d'écoulement au moyen de la formule de Manning. La vitesse à la sortie, calculée par cette méthode, sera généralement élevée car la profondeur normale, tirée de cette formule, est rarement atteinte à cause de la longueur relativement courte des ponceaux sous les routes. La forme du lit à la sortie, du mur parafouille et des murs en ailes influencent de façon marquée la vitesse du courant à la sortie de la structure. À toute fin pratique, dans la plupart des conditions de contrôle à l'entrée, le niveau d'eau en aval de la structure, quel qu'il soit, a peu d'influence sur la réduction des vitesses à la sortie du ponceau. Par conséquent, la vitesse correspondant à la profondeur normale d'écoulement dans le ponceau est considérée comme la vitesse de l'écoulement à la sortie.

En utilisant l'équation de Manning et en procédant par itérations successives, la vitesse à la sortie de la structure peut être déterminée puisque le débit et les caractéristiques du ponceau sont connus. La figure 5.4.1 illustre les paramètres servant à établir la vitesse d'écoulement à la sortie pour les ponceaux avec contrôle à l'entrée.



$$V_{sortie} = Q/A$$

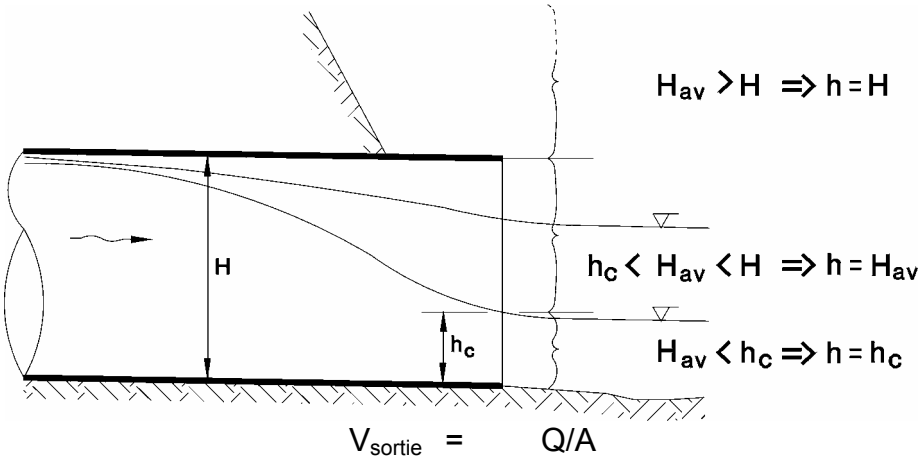
h_n = profondeur normale d'écoulement

A = section d'écoulement correspondant à la profondeur normale

Figure 5.4.1 Vitesse d'écoulement à la sortie - Contrôle à l'entrée

5.4.2 Contrôle à la sortie

Dans le cas du contrôle à la sortie, la vitesse moyenne à la sortie sera égale au quotient du débit par la section d'écoulement au point considéré. Cette surface mouillée peut être soit celle correspondant à la profondeur critique, soit celle correspondant à la profondeur de l'eau à l'aval de la structure, soit encore la pleine section libre du ponceau. La section d'écoulement utilisée ne peut en aucun cas dépasser la pleine section du ponceau. La figure 5.4.2 indique la profondeur d'eau à considérer pour différentes conditions d'écoulement à la sortie du ponceau.



h = profondeur d'eau à considérer pour le calcul de la vitesse d'écoulement à la sortie du ponceau

A = section d'écoulement correspondant à la profondeur d'eau à la sortie

Figure 5.4.2 Vitesse d'écoulement à la sortie - Contrôle à la sortie

5.5 CHOIX FINAL

Le choix d'un ponceau nécessite un bon jugement et une bonne expérience. Ce jugement peut être appuyé par la connaissance des caractéristiques de chacune des structures proposées.

Les calculs précédents ont permis de déterminer les dimensions minimales d'un ponceau en tenant compte des différentes contraintes hydrauliques. Le choix final du ponceau est déterminé à partir de ces résultats et en tenant compte de l'ensemble des autres contraintes qui influencent un projet. Ces contraintes peuvent être de nature structurale, géotechnique, environnementale ou dépendre de considérations d'entretien, de navigabilité, de mise en place, de coûts ou de toutes autres contraintes propres à un projet.

Ainsi, certaines contraintes doivent être considérées pour déterminer le choix final du ponceau :

écoulement :

le meilleur ponceau est en général celui qui permet le débit de conception en engendrant une hauteur d'eau minimale en amont, compte tenu du coût.

hauteur admissible de remblai :

chaque type de ponceau possède des limites de hauteur de remblai que la structure peut supporter; le chapitre 7, traitant des considérations structurales, permet de tenir compte de cette contrainte.

fondation :

sur une bonne fondation, tous les ponceaux sont adéquats; cependant, si la qualité de la fondation occasionne des tassements inadmissibles, les structures flexibles sont plus indiquées; le chapitre 6, traitant des considérations géotechniques, traite des caractéristiques du sol.

mise en place :

le temps de mise en place est un facteur important à considérer; il influence l'échéancier et, par voie de conséquence, le coût du projet; les éléments suivants peuvent influencer le temps de mise en place:

- construction d'un pont temporaire;
- assèchement de la fondation;
- nature du coussin de support;
- ponceau coulé en place ou préfabriqué;
- type d'équipement nécessaire lors la construction.

durabilité :

la durée de vie prévue pour chaque ponceau étudié doit être évaluée et analysée afin de faire le choix le plus judicieux.

vitesse d'écoulement de l'eau :

dans les cours d'eau à forte pente, la vitesse d'écoulement de l'eau est élevée et le courant peut entraîner des sédiments et de grosses pierres; l'utilisation d'un ponceau en béton avec un radier est alors recommandé.

environnement :

les contraintes environnementales sont souvent importantes et peuvent influencer le choix du ponceau et des aménagements connexes.

5.6 PROCÉDURE GÉNÉRALE DE CONCEPTION

La procédure suivante permet de suivre, étape par étape, le cheminement complet pour déterminer le type et les dimensions des ponceaux proposés. Le formulaire 5.1 à la fin de l'annexe 5 permet de regrouper toutes les informations nécessaires à la réalisation de ces différentes étapes.

1re étape - Compilation des données nécessaires

- débits utilisés pour le projet, (Q_{an}, Q_{10}, Q_{25}, Q_{50}, Q_{100});
- longueur du ponceau;
- pente du ponceau;
- hauteur d'eau admissible en amont du ponceau par rapport au lit ou au radier du ponceau.
- vitesses moyennes et vitesses maximales de crue dans le lit naturel;
- hauteur du remblai;
- type de sol;
- toutes données spécifiques au projet.

2e étape - Premier essai pour déterminer les dimensions du ponceau

Puisque le calcul se fait par approximations successives, les dimensions initiales peuvent être fixées de plusieurs façons. Il faut tenir compte des différentes données de base et choisir un ponceau dont les dimensions sont compatibles avec les caractéristiques du cours d'eau et la géométrie des lieux. En pratique, la section initiale peut être déterminée en considérant une vitesse d'écoulement dans le ponceau de l'ordre de 2 à 3 m/s. La section d'écoulement correspondante est obtenue en prenant le quotien du débit sur la vitesse (A = Q/V).

3e étape - Calcul de la profondeur d'eau à l'entrée du ponceau étudié

Contrôle à l'entrée

En prenant les dimensions du ponceau fixées à la 2e étape, la profondeur d'eau à l'entrée H_{am} est déterminée en utilisant les abaques appropriés de contrôle à l'entrée. L'influence du niveau d'eau à l'aval H_{av} sera négligée. Si la profondeur d'eau à l'entrée H_{am} ainsi établie est inacceptable par rapport à la valeur admissible, les dimensions initiales du ponceau à l'étude sont modifiées.

Contrôle à la sortie

La profondeur d'eau du cours d'eau naturel en aval H_{av} et la profondeur critique à la sortie du ponceau, mesurée à partir du radier, doivent être établies pour déterminer les conditions d'écoulement du ponceau à l'étude (section 5.3.2).

Vérification

Les profondeurs d'eau à l'entrée déterminées précédemment dans les étapes de contrôle à l'entrée et de contrôle à la sortie sont ensuite comparées. La plus grande de ces deux valeurs indique le type d'écoulement du ponceau.

Si le contrôle à la sortie domine et que H_{am} est supérieure à la valeur admissible, les dimensions initiales du ponceau sont modifiées et le cycle de calcul recommence.

4e étape - Autre type de ponceau

La quatrième étape consiste à répéter les étapes précédentes en utilisant d'autres types de ponceaux.

5e étape - Détermination de la vitesse à la sortie

À cette étape, les vitesses d'écoulement à la sortie pour les différents types et dimensions de ponceau étudiés doivent être calculées afin de déterminer les besoins de protection du lit du cours d'eau et des extrémités du ponceau.

6e étape - Recommandations

Cette dernière étape consiste à recommander l'une des solutions étudiées en fonction des différentes contraintes hydrauliques et autres du site à l'étude.

5.7 EXEMPLE PRATIQUE

L'exemple qui suit permet d'illustrer, à partir d'une situation simple, les principes généraux et les principales équations du chapitre sur l'hydraulique des ponceaux.

5.7.1 Description

L'exemple concerne la construction d'une structure de type ponceau sous une route principale qui traverse un cours d'eau dont les caractéristiques sont données à la section 4.6. L'analyse hydrologique du bassin versant et l'étude hydraulique du cours d'eau au site à l'étude ont permis d'obtenir les niveaux d'eau et les débits pour différentes périodes de récurrence. La figure 5.7.1a et le tableau 5.7.1a résument les caractéristiques du site et les principaux résultats.

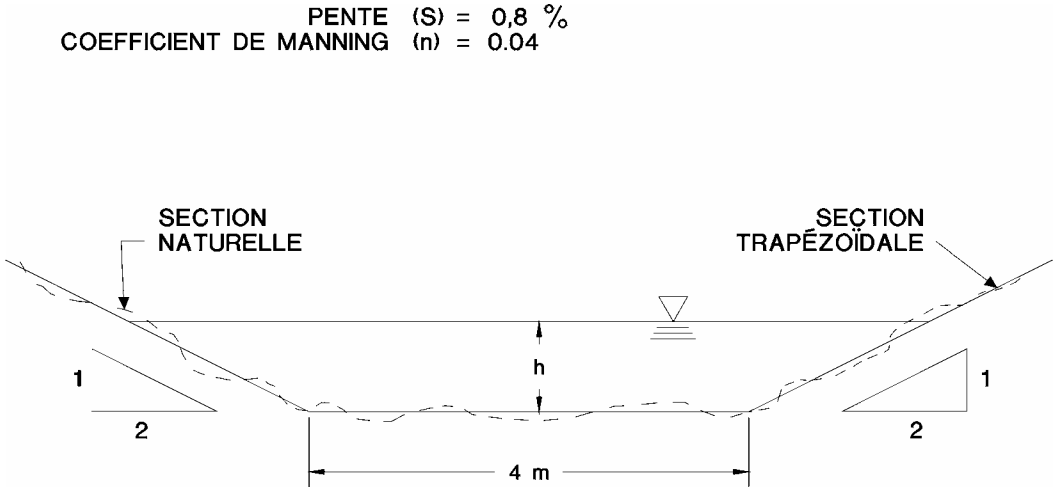


Figure 5.7.1a Caractéristiques du cours d'eau (exemple)

Tableau 5.7.1a Résultats de l'analyse hydrologique et de l'étude hydraulique du cours d'eau

Récurrence (année)	Débit (m^3/s)	Vitesse (m/s)	Niveau d'eau (m)
Annuelle	9.9	1.74	0.96
10	15.3	1.97	1.21
25	18.0	2.06	1.32
50	20.9	2.15	1.42
100	22.0	2.18	1.46

Pour compléter la compilation des données nécessaires, il faut connaître la longueur et la pente du ponceau à installer, la hauteur d'eau admissible à l'amont de la structure, la vitesse d'écoulement dans le cours d'eau naturel et le profil disponible. Les valeurs suivantes ont été retenues:

longueur du ponceau (L_p)	=	22.0 m
pente du ponceau (S_p)	=	0.8 %
type d'entrée	=	mur parallèle au remblai
hauteur d'eau admissible	=	2.3 m
hauteur du profil disponible	=	5.0 m
débit de conception (T=25 ans)	=	18.0 m^3/s

La détermination de ces différentes données permet de passer à la deuxième étape qui consiste à choisir un type et des dimensions initiales de ponceau en tenant compte des caractéristiques générales du site. Le premier essai peut se faire avec un ponceau rectangulaire en béton (PBA) de 2000 mm de largeur par 2000 mm de hauteur. Par la suite, des essais seront effectués avec des ponceaux métalliques de forme circulaire et arquée.

5.7.2 Calculs et résultats

La troisième étape consiste à déterminer la hauteur d'eau en amont de la structure (H_{am}) pour des conditions de contrôle à l'entrée et à la sortie et à vérifier si elle est acceptable en fonction des caractéristiques du site.

Premier essai : PBA 2000 mm x 2000 mm

Contrôle à l'entrée

L'abaque 5.3.1a permet de déterminer la hauteur d'eau en amont du ponceau en fonction des dimensions du ponceau et du débit de conception de 18.0 m^3/s. Les murs en aile sont placés parallèlement au remblai ce qui correspond sur l'abaque au type d'entrée numéro 2. Le tableau 5.7.2a résume les résultats tirés de l'abaque.

Tableau 5.7.2a Essai nº1 - Contrôle à l'entrée

Largeur (mm)	Hauteur (mm)	Q/L ($m^3/s/m$)	H_{am}/H	H_{am} (m)
2000	2000	9.0	2.12	4.24

Contrôle à la sortie

L'abaque 5.3.2a permet de déterminer la profondeur en amont du ponceau. Le coefficient de perte de charge à l'entrée, déterminé à l'aide du tableau 5.3.2b de l'annexe 5, est de 0.5. La profondeur critique tirée de l'abaque 5.3.3a est de 1.98 m et la hauteur du ponceau, de 2.0 m. Le ponceau coule donc plein sur une partie de sa longueur et, selon le tableau 5.3.2c (cas C), la valeur de h_o à retenir est la plus grande de H_{av} ou de $(h_c+H)/2$. L'équation 5.3.2i devient:

$$H_{am} = \Delta H + h_o - L_p S_p$$

$$H_{am} = 1.71 + 1.99 - (22 \times 0.008) = 3.52 \text{ m}$$

Tableau 5.7.2b Essai nº1 - Contrôle à la sortie

Largeur (mm)	Hauteur (mm)	Surface (m^2)	h_c (m)	K_e	H_{av} (m)	ΔH (m)	H_{am} (m)
2000	2000	4.0	1.98	0.5	1.32	1.71	3.52

Les résultats du premier essai indique que la profondeur en amont occasionnée par ce ponceau est plus grande dans le cas d'un contrôle à l'entrée, soit 4240 mm. Cette profondeur est inférieure au profil disponible de 5000 mm mais supérieure à la hauteur d'eau admissible de 2300 mm. Il faut donc faire un deuxième essai en augmentant les dimensions du ponceau. Les résultats de chaque essai sont regroupés au tableau 5.7.2h.

Deuxième essai : PBA 3000 mm x 2000 mm

Contrôle à l'entrée

Tableau 5.7.2c Essai nº2 - Contrôle à l'entrée

Largeur (mm)	Hauteur (mm)	Q/L ($m^3/s/m$)	H_{am}/H	H_{am} (m)
3000	2000	6.0	1.35	2.70

Contrôle à la sortie

Tableau 5.7.2d Essai nº2 - Contrôle à la sortie

Largeur (mm)	Hauteur (mm)	Surface (m^2)	h_c (m)	K_e	H_{av} (m)	ΔH (m)	H_{am} (m)
3000	2000	6.0	1.52	0.5	1.32	0.73	2.31

Ce second essai est encore inacceptable puisque la profondeur en amont du ponceau de 2700 mm en contrôle à l'entrée est supérieure à la hauteur d'eau admissible de 2300 mm. Il faut donc faire un troisième essai.

Troisième essai : PBA 4000 mm x 2500 mm

Contrôle à l'entrée

Tableau 5.7.2e Essai nº3 - Contrôle à l'entrée

Largeur (mm)	Hauteur (mm)	Q/L (m^3/s/m)	H_{am}/H	H_{am} (m)
4000	2500	4.5	0.87	2.18

Contrôle à la sortie

Tableau 5.7.2f Essai nº3 - Contrôle à la sortie

Largeur (mm)	Hauteur (mm)	Surface (m^2)	h_c (m)	K_e	H_{av} (m)	ΔH (m)	H_{am} (m)
4000	2500	10.0	1.25	0.5	1.32	0.26	1.96

Ce troisième essai satisfait l'ensemble des contraintes du site. Les résultats pour l'ensemble des essais sont indiqués au tableau 5.7.2h.

La quatrième étape consiste à répéter les étapes précédentes en utilisant d'autres types et d'autres dimensions de ponceaux. À titre d'exemple, les tableaux 5.7.2i et 5.7.2j regroupent les résultats pour des ponceaux métalliques de formes circulaire et arquée. Les résultats du tableau 5.7.2i permettent de constater que, pour les contraintes du site sous étude, l'utilisation d'un tuyau métallique circulaire est difficile en raison d'une hauteur d'eau à l'amont inadmissible en contrôle à l'entrée.

Le calcul de la hauteur d'eau à l'amont dans le cas du contrôle à la sortie nécessite absolument le calcul de la courbe de remous puisque H_{am}/H est inférieure à 0.75. L'inexactitude de l'utilisation de la méthode pour ce cas occasionne des erreurs importantes de la hauteur d'eau en amont. Cette hauteur augmente pour un ponceau de plus grande dimension alors que c'est l'inverse qui est vrai.

Vitesse à la sortie

La cinquième étape consiste à déterminer la vitesse d'écoulement à la sortie du ponceau en utilisant l'équation de Manning dans le cas où le contrôle serait à l'entrée. La vitesse est supposée constante sur toute la section d'écoulement et est déterminée en variant, par itérations successives, la profondeur d'eau (h). Les deux équations suivantes sont utilisées:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} \sqrt{S} \qquad (4.4.1a)$$

$$Q = V A$$

Les paramètres utilisés pour déterminer la vitesse à la sortie du ponceau rectangulaire de 4000 mm x 2500 mm sont les suivants :

largeur	=	4.0 m
débit	=	18.0 m^3/s
rugosité	=	0.012
pente	=	0.8 %

Le tableau 5.7.2g montre les résultats obtenus par itérations sur la profondeur en utilisant les paramètres ci-haut mentionnés.

Tableau 5.7.2g Détermination de la vitesse à la sortie

Profondeur (m)	Surface (m^2)	P. Mouillé (m)	R.Hydraul. (m)	Vitesse (m/s)	Débit (m^3/s)
0.85	3.40	5.7	0.60	5.28	18.0

Les résultats démontrent clairement que le ponceau occasionne une mise en vitesse très importante (5.28 m/s) à la sortie du ponceau par rapport aux vitesses naturelles du cours (2.06 m/s). La vitesse d'écoulement à la sortie a plus que doublé. La protection des extrémités du ponceau contre l'érosion et l'affouillement est donc essentielle.

Finalement la sixième étape consiste à recommander l'une des solutions étudiées en fonction des différentes contraintes qui influencent le site à l'étude. Les résultats démontrent que le ponceau métallique circulaire occasionne des niveaux d'eau inadmissibles à l'amont. Un ponceau plus bas et plus large comme le ponceau rectangulaire en béton ou le ponceau métallique arqué est plus approprié.

L'exemple de la section 5.7 a été inclus à titre indicatif pour illustrer l'ensemble des étapes menant au calcul des dimensions minimales de ponceau imposées par les seules contraintes hydrauliques au site à l'étude.

Tableau 5.7.2h Conception d'un ponceau: rectangulaire en béton armé

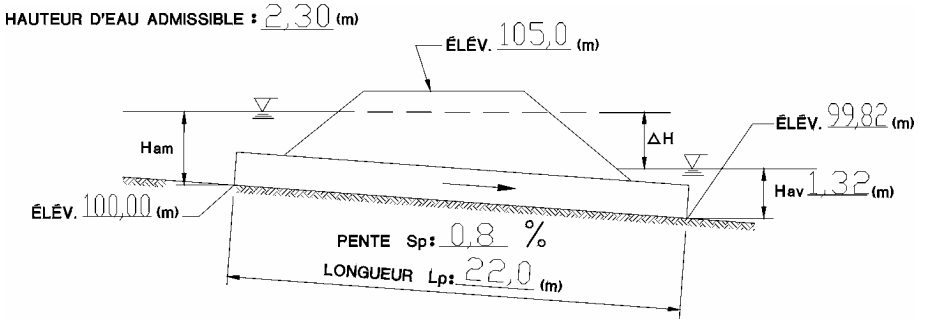
Projet no. : P-12345 Construction d'un ponceau sous une route principale.	Municipalité :La ville Route :Principale Rivière :Sans nom	Concepteur :A. Gagnon Vérificateur :N. Toussaint Date :93/05/04

Hydrologie

Méthode : Rationnelle
Surface du bassin (km^2) : 22
Pente du cours d'eau (%): 0.8 %
Sols : Till

Débits et niveaux d'eau

	Récurrence (an)	Débit (m^3/s)	Hav (m)
	annuelle	9.9	0.96
→	25	18.0	1.32
	50	20.9	1.42



Caractéristiques des Ponceaux		Type de contrôle									Vsortie	Remarques
		Entrée			sortie							
Essais	hc	Ham / H	Ham	Élév	Hav	hc+H / 2	H0	ΔH	Ham	Élév	(m/s)	
PBA 2000x2000	1.98	2.12	4.24	104.2	1.32	1.99	1.99	1.71	3.52	103.5	5.44	Ham trop grand
PBA 3000x2000	1.52	1.35	2.70	102.7	1.32	1.76	1.76	0.73	2.31	102.3	5.48	Ham trop grand
PBA 4000x2500	1.25	0.87	2.18	102.2	1.32	1.88	1.88	0.26	1.96	102.0	5.28	Acceptable
Choix : PBA 4000mm x 2500mm												

Tableau 5.7.2i Conception d'un ponceau: circulaire métallique

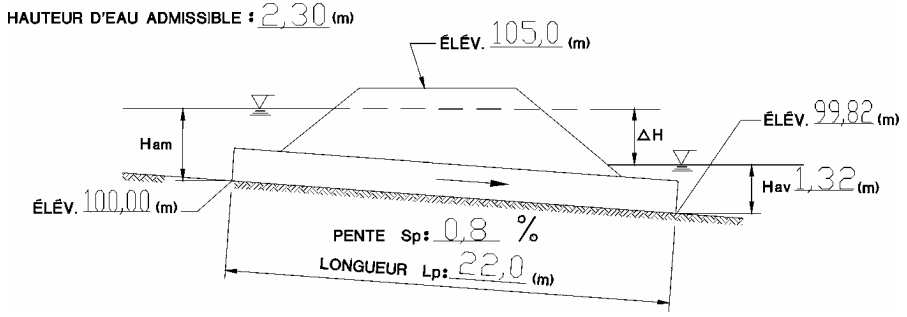
Projet no. : P-12345 Construction d'un ponceau sous une route principale.	Municipalité :La ville Route :Principale Rivière :Sans nom	Concepteur :A. Gagnon Vérificateur :N. Toussaint Date :93/05/04

Hydrologie

Méthode : Rationnelle
Surface du bassin (km^2) : 22
Pente du cours d'eau (%): 0.8 %
Sols : Till

Débits et niveaux d'eau

	Récurrence (an)	Débit (m^3/s)	Hav (m)
	annuelle	9.9	0.96
→	25	18.0	1.32
	50	20.9	1.42



Caractéristiques des ponceaux		Type de contrôle									V_{sortie}	Remarques
		Entrée			sortie							
Essais	hc	Ham / H	Ham	Élév	Hav	(hc+H)/2	H0	ΔH	Ham	Élév	(m/s)	
TTO 3600	1.75	0.74	2.66	102.7	1.32	2.68	2.68	0.28	2.78	102.8	3.67	Ham trop grand
TTO 3990	1.70	0.64	2.55	102.6	1.32	2.85	2.85	0.20	2.87	102.9	3.54	Ham trop grand
TTO 4300	1.65	0.58	2.49	102.5	1.32	2.98	2.98	0.15	2.95	103.0	3.51	Ham trop grand

Choix : Ce type de ponceau n'est pas acceptable

Tableau 5.7.2j Conception d'un ponceau: arqué métallique

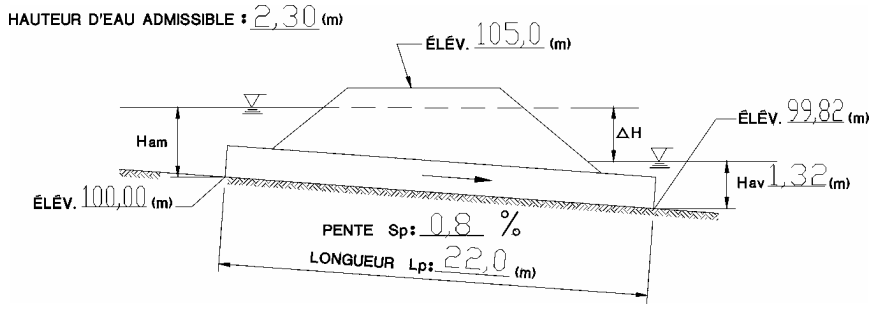
Projet no. : P-12345 Construction d'un ponceau sous une route principale.	Municipalité :La ville Route :Principale Rivière :Sans nom	Concepteur :A. Gagnon Vérificateur :N. Toussaint Date :93/05/04

Hydrologie

Méthode : Rationnelle
Surface du bassin (km^2) : 22
Pente du cours d'eau (%): 0.8 %
Sols : Till

Débits et niveaux d'eau

	Récurrence (an)	Débit (m^3/s)	Hav (m)
	annuelle	9.9	0.96
→	25	18.0	1.32
	50	20.9	1.42



Caractéristiques des ponceaux		Type de contrôle									V_{sortie}	Remarques
		Entrée			sortie							
Essais	hc	Ham / H	Ham	Élév	Hav	(hc+H)/2	H0	ΔH	Ham	Élév	(m/s)	
Arqué 3400x2010	1.53	1.36	2.73	102.7	1.32	1.77	1.77	1.39	2.98	103.0	4.01	Ham trop grand
Arqué 3890x2690	1.41	0.85	2.29	102.3	1.32	2.05	2.05	0.52	2.39	102.4	3.66	Ham trop grand
Arqué 4370x2870	1.40	0.75	2.15	102.2	1.32	2.14	2.14	0.37	2.33	102.3	3.41	Ham trop grand
Arqué 4720x3070	1.35	0.67	2.06	102.1	1.32	2.21	2.21	0.25	2.28	102.3	3.24	Acceptable

Choix : Ponceau arqué métallique 4720x3070 mm

RÉFÉRENCES

1. AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Model Drainage manual 1991. 1991.

2. AISI (American Iron and Steel Institute). Handbook of Steel Drainage & Highway Construction Products, First Canadian Edition. 1984.

3. ARTC (Association des routes et du transport du Canada). Drainage Manual - volumes I & II. 1982.

4. Gagnon Gaétan. Manuel des ponceaux. Ministère des Transports du Québec - Service de l'hydraulique. 1973.

6. Harris, J.D.. MTC Drainage manual. Ministry of Transportation and Communications - Ontario. 1986.

7. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Hydraulic Analysis of Culverts (HY-6). 1979.

8. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Hydraulic Analysis of Pipe-Arch Culverts (HY-2). May 1969.

9. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Hydraulic Flow Resistance Factors For Corrugated Metal Conduits. Juin 1980.

10. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Hydraulic Design of Highway Culverts. Septembre 1985.

ANNEXE 5

HYDRAULIQUE DES PONCEAUX

TABLE DES MATIÈRES

Propriétés hydrauliques

Abaque 5.2.4a	Propriétés hydrauliques - Ponceau circulaire	5A-1
Abaque 5.2.4b	Propriétés hydrauliques - Ponceau arqué	5A-1
Abaque 5.2.4c	Propriétés hydrauliques - Ponceau elliptique horizontal	5A-2
Abaque 5.2.4d	Propriétés hydrauliques - Ponceau voûté	5A-2

Contrôle à l'entrée - Mode d'emploi des abaques 5A-3

Tableau 5.3.1a	Détermination de la profondeur en amont (H_{am})	5A-4
Tableau 5.3.1b	Ponceau rectangulaire en béton	5A-5
Tableau 5.3.1c	Ponceau circulaire en acier	5A-5
Tableau 5.3.1d	Ponceau circulaire en béton	5A-6
Tableau 5.3.1e	Ponceau arqué en acier	5A-6
Tableau 5.3.1f	Ponceau elliptique horizontal en béton	5A-7
Tableau 5.3.1g	Ponceau elliptique vertical en béton	5A-7
Tableau 5.3.1h	Ponceau voûté en acier	5A-8
Abaque 5.3.1a	Contrôle à l'entrée - Ponceau rectangulaire en béton	5A-9
Abaque 5.3.1b	Contrôle à l'entrée - Ponceau circulaire en acier	5A-10
Abaque 5.3.1c	Contrôle à l'entrée - Ponceau circulaire en béton	5A-11
Abaque 5.3.1d	Contrôle à l'entrée - Ponceau arqué en acier	5A-12
Abaque 5.3.1e	Contrôle à l'entrée - Ponceau elliptique horizontal en béton	5A-13
Abaque 5.3.1f	Contrôle à l'entrée - Ponceau elliptique vertical en béton	5A-14
Abaque 5.3.1g	Contrôle à l'entrée - Ponceau voûté en acier - radier en béton	5A-15

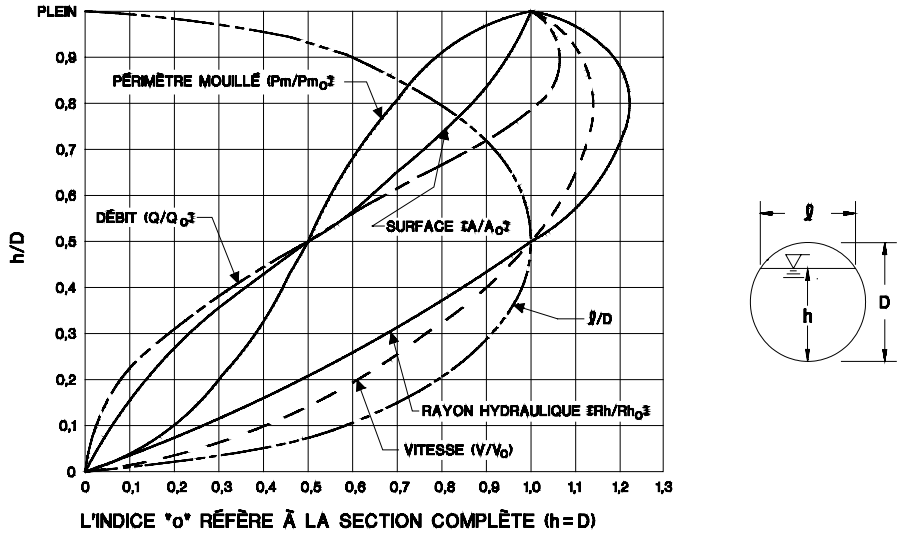
Contrôle à la sortie - Mode d'emploi des abaques 5A-16

Tableau 5.3.2a	Coefficients de perte de charge à l'entrée (K_e)	5A-18
Tableau 5.3.2b	Coefficients de perte de charge à l'entrée (K_e)	5A-19
Abaque 5.3.2a	Contrôle à la sortie - Ponceau rectangulaire en béton (n = 0.012)	5A-20
Abaque 5.3.2b	Contrôle à la sortie - Ponceau circulaire en acier (n = 0.024)	5A-21
Abaque 5.3.2c	Contrôle à la sortie - Ponceau circulaire en acier (n = variable)	5A-22
Abaque 5.3.2d	Contrôle à la sortie - Ponceau circulaire en béton (n = 0.012)	5A-23

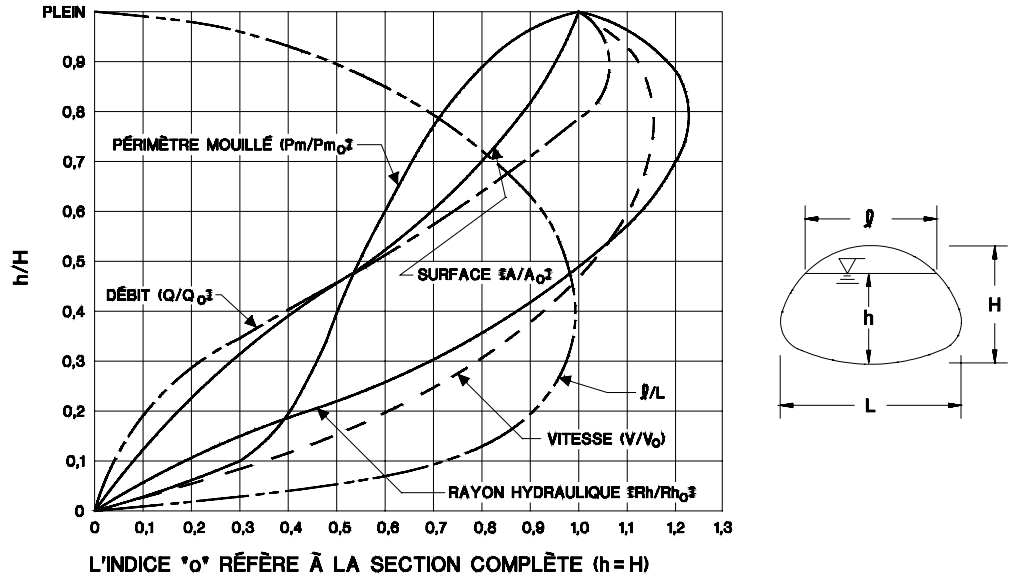
Abaque 5.3.2e	Contrôle à la sortie - Ponceau arqué en acier (n = 0.024)	5A-24
Abaque 5.3.2f	Contrôle à la sortie - Ponceau arqué en acier (n = variable)	5A-25
Abaque 5.3.2g	Contrôle à la sortie - Ponceau elliptique en béton (n = 0.012)	5A-26
Abaque 5.3.2h	Contrôle à la sortie - Ponceau voûté en acier (radier en béton)	5A-27
Profondeur critique - Mode d'emploi des abaques		5A-28
Abaque 5.3.3a	Profondeur critique (h_c) - Ponceau rectangulaire en béton	5A-29
Abaque 5.3.3b	Profondeur critique (h_c) - Ponceau circulaire	5A-30
Abaque 5.3.3c	Profondeur critique (h_c) - Ponceau arqué en acier	5A-31
Abaque 5.3.3d	Profondeur critique (h_c) - Ponceau arqué en acier	5A-32
Abaque 5.3.3e	Profondeur critique (h_c) - Ponceau elliptique horizontal en béton	5A-33
Abaque 5.3.3f	Profondeur critique (h_c) - Ponceau elliptique vertical en béton	5A-34
Abaque 5.3.3g	Profondeur critique (h_c) - Ponceau vouté en acier	5A-35
Tableau 5.3.4	Coefficients de rugosité de Manning (n) pour les ponceaux	5A-36
Abaque 5.3.4	Débits et vitesses d'écoulement - Conduite circulaire coulant pleine (n=0.013)	5A-37

LISTE DES FORMULAIRES

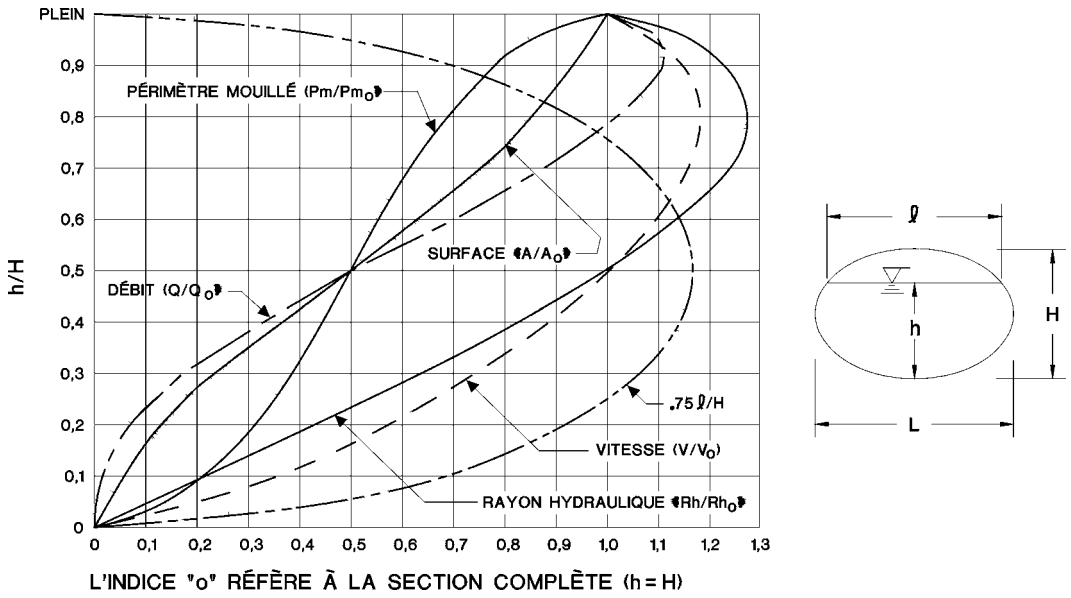
Formulaire 5.1	Conception d'un ponceau	5A-38



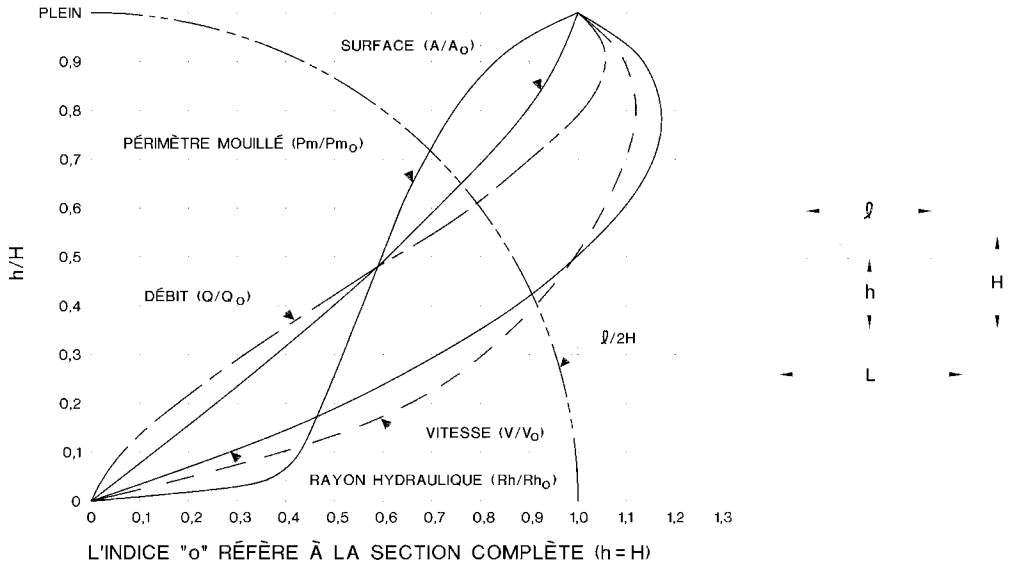
Abaque 5.2.4a Propriétés hydrauliques - Ponceau circulaire



Abaque 5.2.4b Propriétés hydrauliques - Ponceau arqué



Abaque 5.2.4c Propriétés hydrauliques - Ponceau elliptique horizontal



Abaque 5.2.4d Propriétés hydrauliques - Ponceau voûté

Contrôle à l'entrée - Mode d'emploi des abaques

La capacité hydraulique d'un ponceau dont le contrôle se fait à l'entrée dépend essentiellement de la profondeur d'eau et de la géométrie de l'entrée c'est-à-dire de la forme du ponceau, de la section libre et de l'entonnement.

Les tableaux 5.3.1a à 5.3.1h représentent les équations numériques, en unités métriques, des différents abaques. Ces abaques et ces équations ne sont valides que pour les limites indiquées sur les abaques seulement. Toute extrapolation peut conduire à des erreurs importantes.

Les abaques 5.3.1a à 5.3.1g permettent de déterminer le rendement hydraulique pour des ponceaux dont le contrôle se fait à l'entrée. Ces abaques mettent en relation la dimension du ponceau (le diamètre (D), la hauteur (H) et la largeur (L)), le débit (Q) et la profondeur d'eau à l'amont de l'ouvrage (H_{am}). Chacune de ces caractéristiques est définie sur une échelle distincte.

L'échelle de gauche est graduée pour tenir compte de la dimension du ponceau et celle du centre indique le débit. L'ensemble des trois échelles (1, 2 et 3) permet de déterminer la profondeur d'eau à l'amont du ponceau. Ces trois échelles représentent des types d'entrée différents.

La relation entre les échelles est déterminée en reliant par une droite la dimension du ponceau, le débit et l'échelle #1 de la profondeur d'eau à l'amont du ponceau. Les trois échelles qui représentent le type d'entrée du ponceau sont reliées entre elles par une ligne droite horizontale. Un exemple sur chaque abaque permet d'en bien comprendre l'utilisation.

Équation générale : Contrôle à l'entrée

Tableau 5.3.1a Détermination de la profondeur en amont (H_{am})

$H_{am}/H = a + bX + cX^2 + dX^3 + eX^4 + fX^5$	
Type	Valeur de X
Rectangulaire	$Q/LH^{3/2}$
Circulaire	$Q/D^{5/2}$
Arqué	$Q/LH^{3/2}$
Elliptique	$Q/LH^{3/2}$
Voûté	$Q/A^{5/4}$
Note : Ces équations ne sont valides que pour les limites pour lesquelles les abaques ont été établis.	

Équation générale : Contrôle à l'entrée

$$H_{am}/H = a + bX + cX^2 + dX^3 + eX^4 + fX^5$$

Tableau 5.3.1b Ponceau rectangulaire en béton

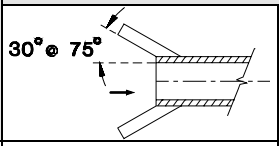
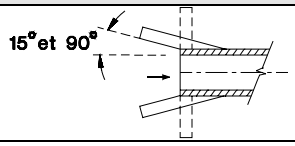
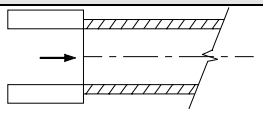
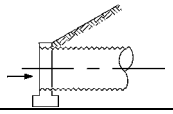
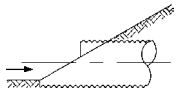
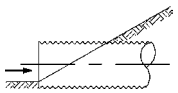
Coefficients	$X = Q/LH^{3/2}$		
	Type d'extrémité		
			
a	0.0724927	0.1221170	0.1441330
b	0.9184856	0.9154933	0.8356658
c	-0.3854087	-0.3561636	-0.3023280
d	0.1317465	0.1234906	0.1188668
e	-0.0160333	-0.0147200	-0.0146869
f	0.0007409	0.0006738	0.0006980
limite	$0.3<H_{am}/H<8$	$0.35<H_{am}/H<9$	$0.35<H_{am}/H<10$

Tableau 5.3.1c Ponceau circulaire en acier

Coefficients	$X = Q/D^{5/2}$		
	Type d'extrémité		
			
a	0.1674330	0.1071370	0.1873210
b	0.9755560	1.3725816	1.0282919
c	-0.4900662	-1.1858845	-0.5135896
d	0.2326747	0.7332648	0.2656609
e	-0.0370242	-0.1729094	-0.0369841
f	0.0022593	0.0149612	0.0017480
limite	$0.4<H_{am}/H<6$	$0.4<H_{am}/H<6$	$0.4<H_{am}/H<6$

Équation générale : Contrôle à l'entrée

$$H_{am}/H = a + bX + cX^2 + dX^3 + eX^4 + fX^5$$

Tableau 5.3.1d Ponceau circulaire en béton

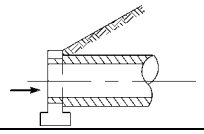
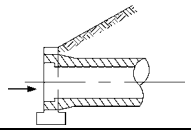
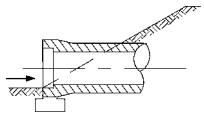
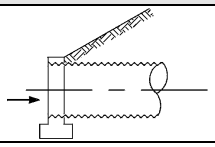
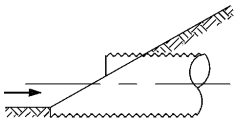
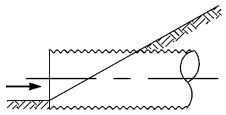
Coefficients	$X = Q/D^{5/2}$		
	Type d'extrémité		
			
a	0.0874830	0.1140990	0.1087860
b	1.2798232	1.1837955	1.1997693
c	-0.8310102	-0.7664441	-0.7670543
d	0.3963657	0.3551973	0.3444187
e	-0.0712178	-0.0663405	-0.0600493
f	0.0048861	0.0047343	0.0039977
limite	$0.4<H_{am}/H<6$	$0.4<H_{am}/H<6$	$0.4<H_{am}/H<6$

Tableau 5.3.1e Ponceau arqué en acier

Coefficients	$X = Q/LH^{3/2}$		
	Type d'extrémité		
			
a	0.1112810	0.0833006	0.0890527
b	1.1059404	1.4402445	1.2906312
c	-0.6395493	-1.4241133	-0.8888376
d	0.3047870	0.9732280	0.4709448
e	-0.0517234	-0.2681645	-0.0858991
f	0.0032860	0.0275025	0.0057165
limite	$0.35<H_{am}/H<4$	$0.35<H_{am}/H<4$	$0.35<H_{am}/H<4$

Équation générale : Contrôle à l'entrée

$$H_{am}/H = a + bX + cX^2 + dX^3 + eX^4 + fX^5$$

Tableau 5.3.1f Ponceau elliptique horizontal en béton

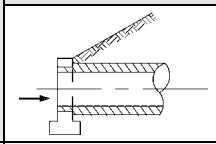
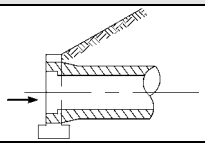
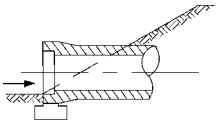
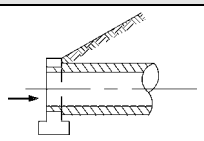
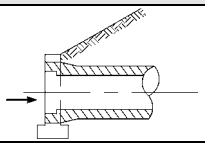
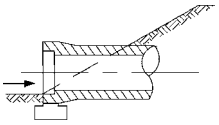
Coefficients	$X = Q/LH^{3/2}$		
	Type d'extrémité		
			
a	0.127600	0.179500	0.196400
b	1.103000	0.811000	0.749400
c	-0.690200	-0.236900	-0.171400
d	0.344500	0.045800	0.017470
e	-0.064560	0.006876	0.014520
f	0.004733	-0.001410	-0.002150
limite	$0.4<H_{am}/H<4$	$0.4<H_{am}/H<4$	$0.4<H_{am}/H<4$

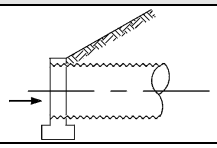
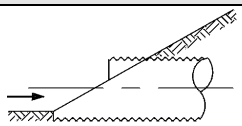
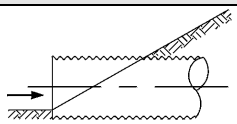
Tableau 5.3.1g Ponceau elliptique vertical en béton

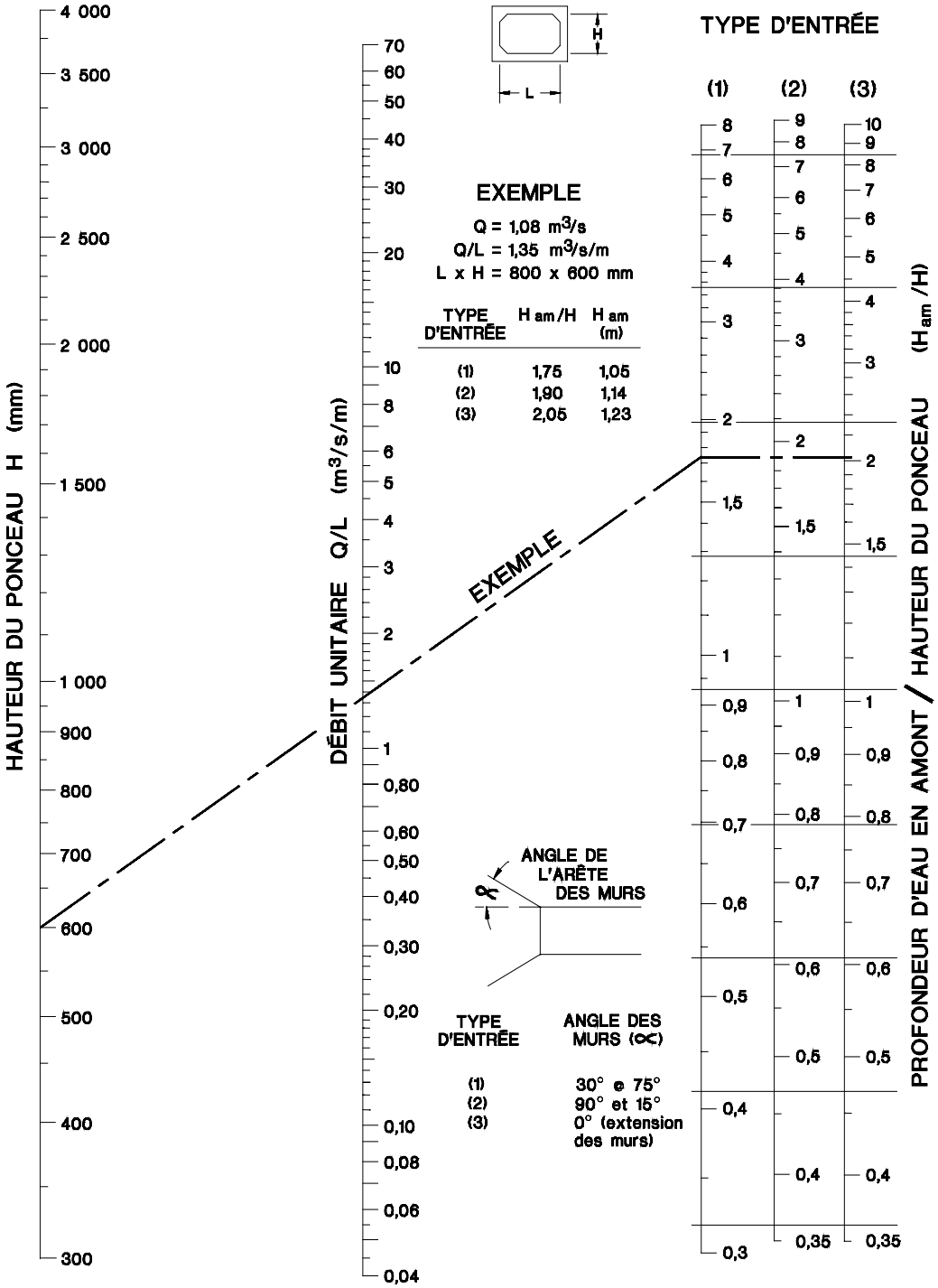
Coefficients	$X = Q/LH^{3/2}$		
	Type d'extrémité		
			
a	0.102600	0.124000	0.114100
b	1.201000	1.064000	1.118000
c	-0.774000	-0.562600	-0.655000
d	0.382700	0.221800	0.284000
e	-0.072020	-0.035080	-0.049730
f	0.005150	0.002196	0.003393
limite	$0.4<H_{am}/H<6$	$0.4<H_{am}/H<6$	$0.4<H_{am}/H<6$

Équation générale : Contrôle à l'entrée

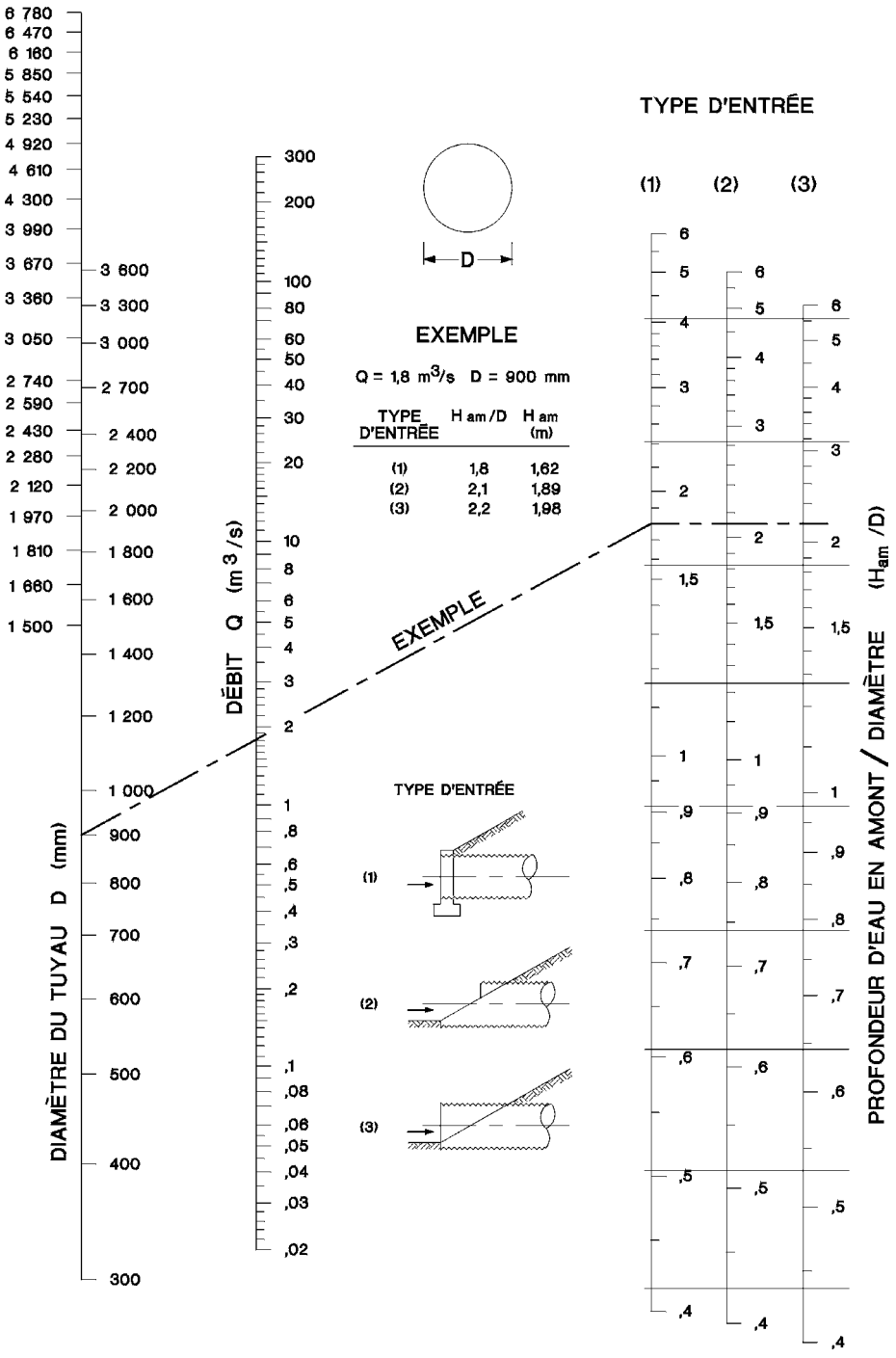
$$H_{am}/H = a + bX + cX^2 + dX^3 + eX^4 + fX^5$$

Tableau 5.3.1h Ponceau voûté en acier

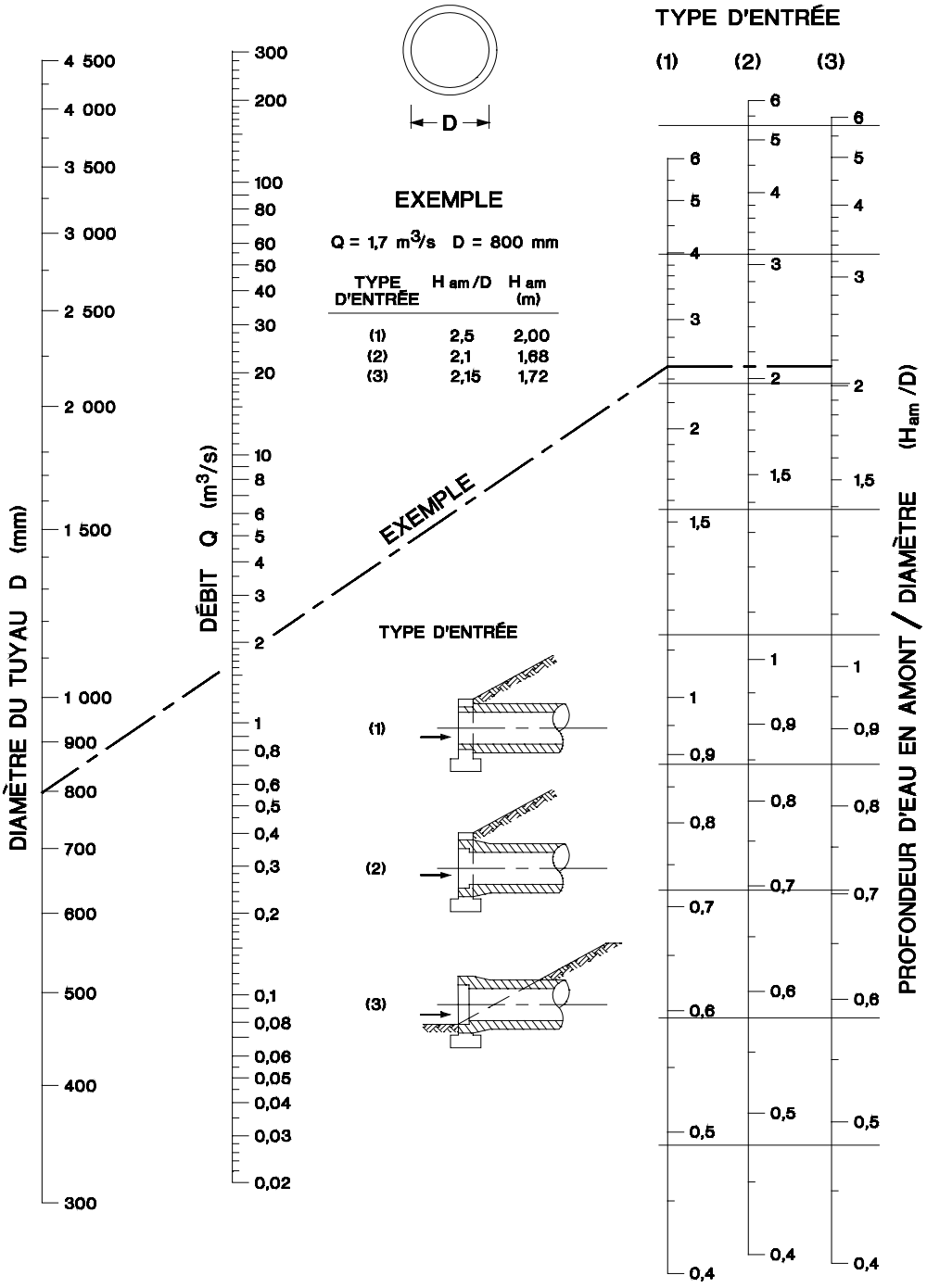
Coefficients	$X = Q/A^{5/4}$		
	Type d'extrémité		
			
a	0.1382000	0.102100	0.015980
b	0.5432000	0.921300	1.114000
c	0.0009949	-0.650500	-0.604300
d	0.0026880	0.438400	0.273900
e	0.0059470	-0.104300	-0.041370
f	-0.0006818	0.009008	+0.002205
limite	$0.3<H_{am}/H<4$	$0.35<H_{am}/H<5$	$0.35<H_{am}/H<5$



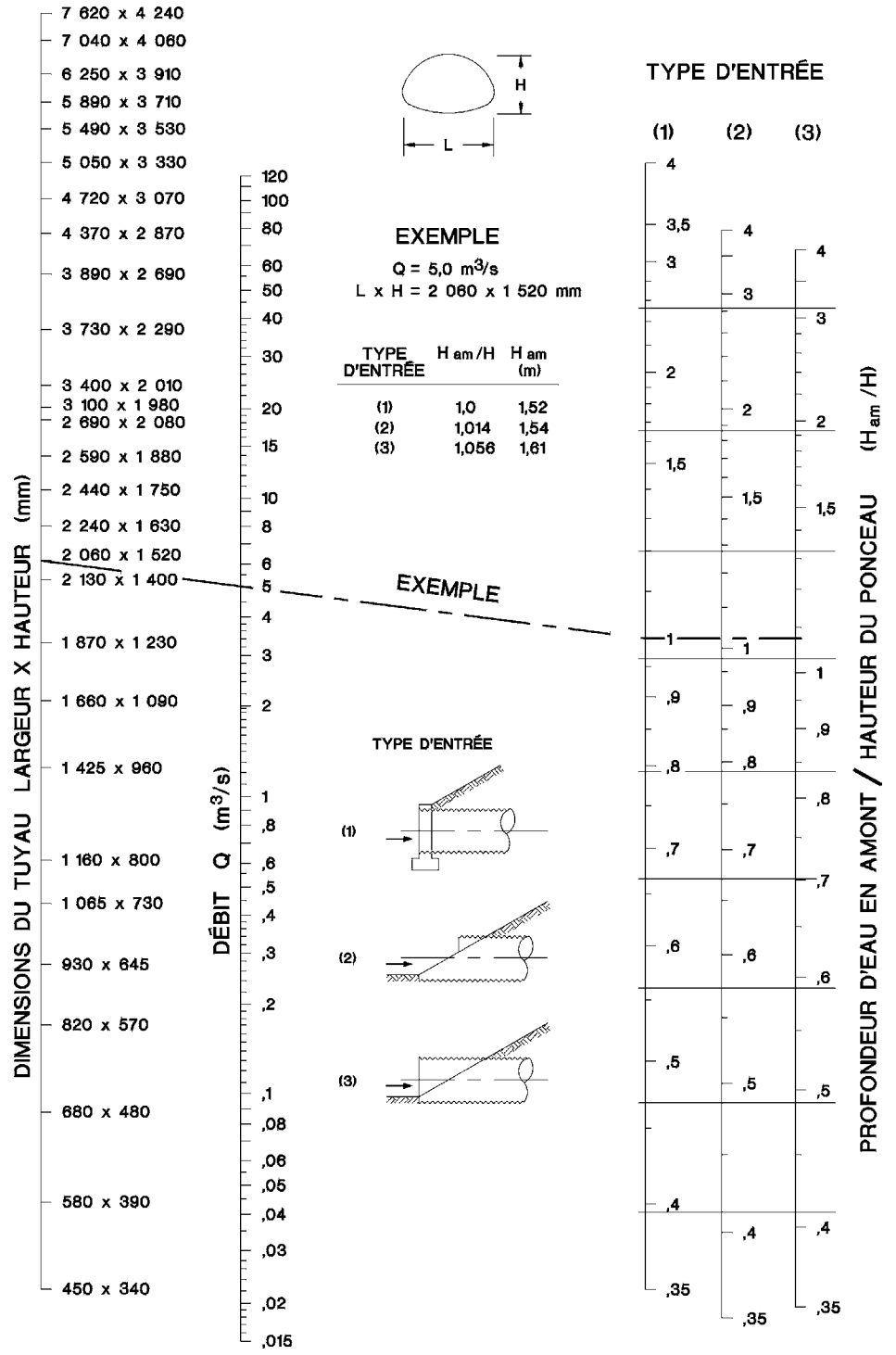
Abaque 5.3.1a Contrôle à l'entrée - Ponceau rectangulaire en béton



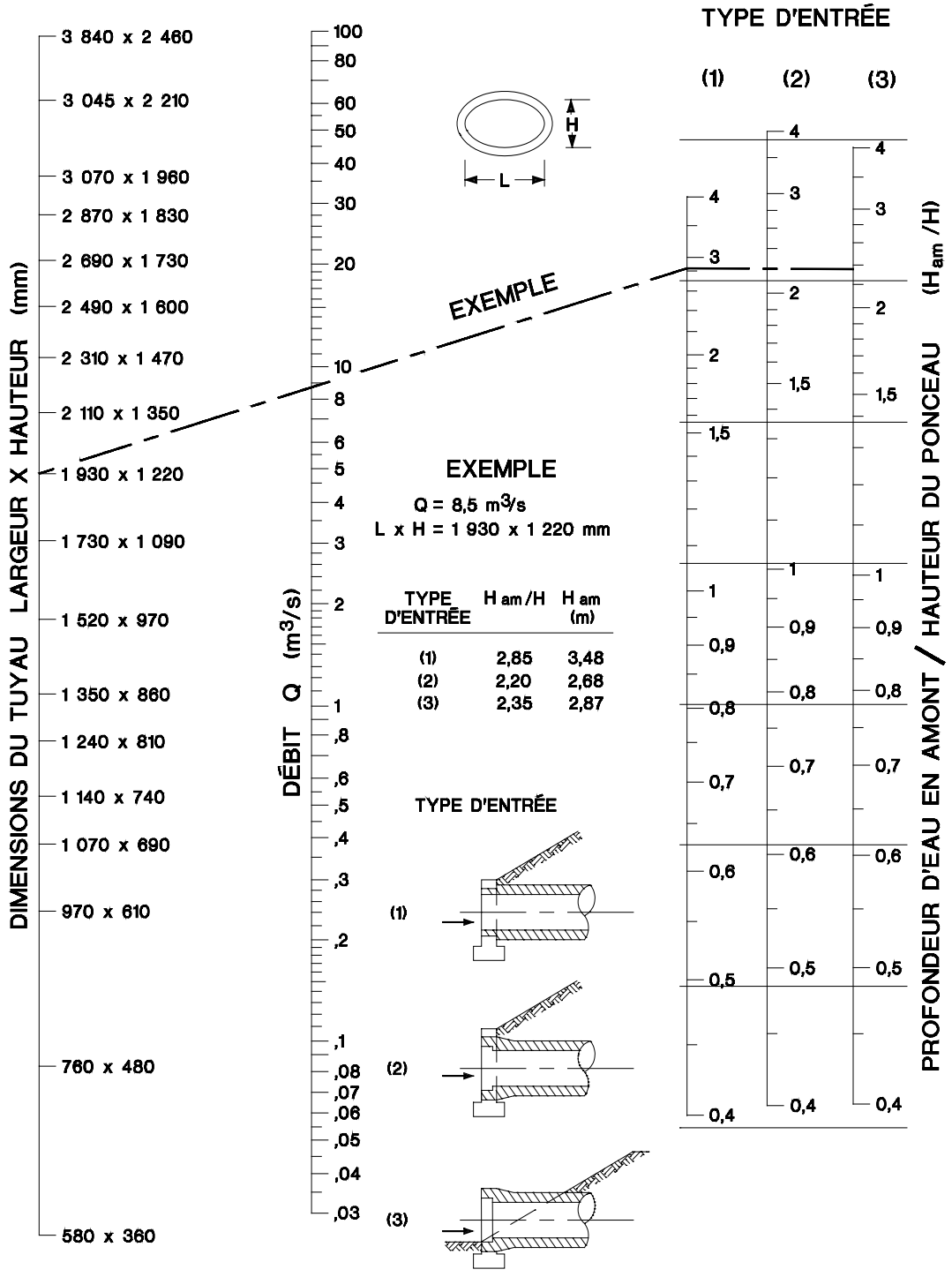
Abaque 5.3.1b Contrôle à l'entrée - Ponceau circulaire en acier



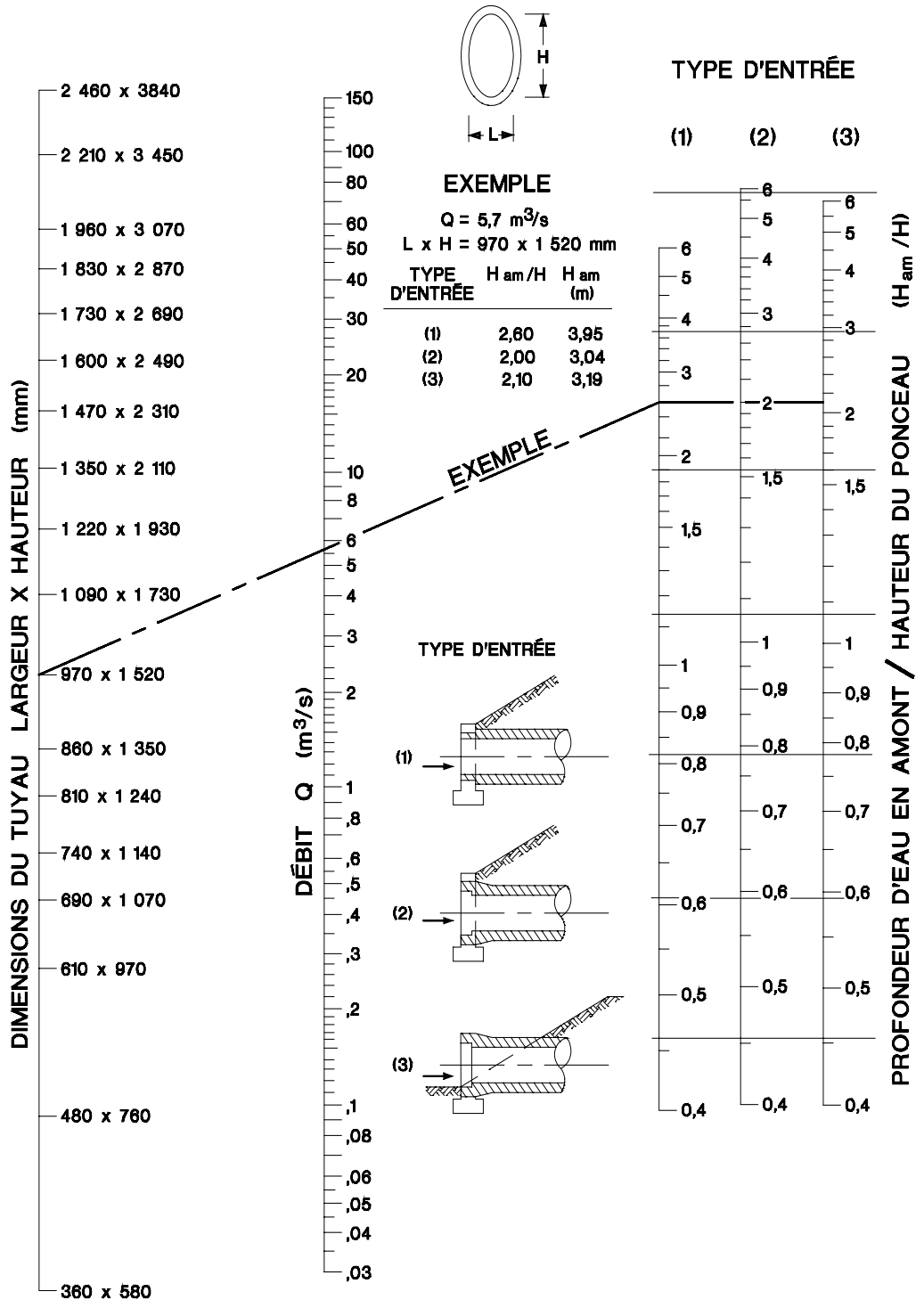
Abaque 5.3.1c Contrôle à l'entrée - Ponceau circulaire en béton



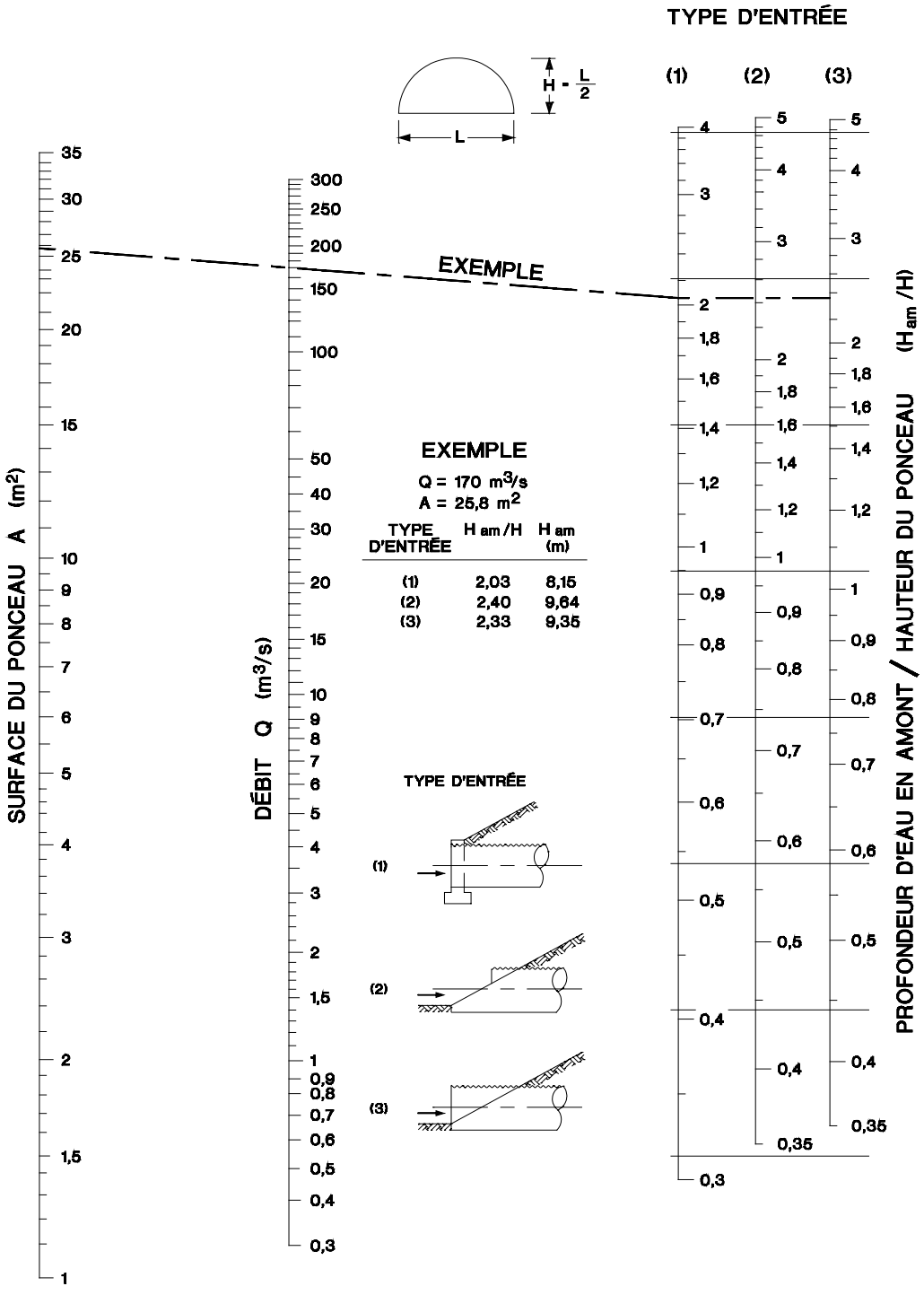
Abaque 5.3.1d Contrôle à l'entrée - Ponceau arqué en acier



Abaque 5.3.1e Contrôle à l'entrée - Ponceau elliptique horizontal en béton



Abaque 5.3.1f Contrôle à l'entrée - Ponceau elliptique vertical en béton



Abaque 5.3.1g Contrôle à l'entrée - Ponceau voûté en acier - radier en béton

Contrôle à la sortie - Mode d'emploi des abaques

En contrôle à la sortie, la capacité hydraulique du ponceau, pour toute forme et dimension, dépend de l'ensemble de ses caractéristiques.

Les abaques 5.3.2a à 5.3.2h permettent de déterminer le rendement hydraulique des ponceaux dont le contrôle se fait à la sortie. Ces abaques mettent en relation la dimension du ponceau (diamètre (D), la hauteur (H) et la largeur (L)), le débit (Q), la longueur (L_p) et la perte de charge (ΔH). Chacune de ces caractéristiques est définie sur une échelle distincte. Tous les abaques ne sont valables que pour des écoulements à pleine section sur toute la longueur du ponceau. Ils sont aussi utilisés pour déterminer la perte de charge totale ΔH dans quelques cas d'écoulement à surface libre. Ces abaques ne donnent pas la solution complète pour le calcul de la profondeur d'eau en amont H_{am} car ils ne fournissent que la valeur ΔH dans l'équation:

$$H_{am} = \Delta H + ho - L_p S_p \qquad (5.3.2h)$$

Les deux échelles de gauche permettent d'interpoler le débit et la dimension du ponceau. Un groupe d'échelles, placé au centre, permet de fixer la longueur du ponceau selon différents coefficients de perte de charge à l'entrée (K_e). L'échelle de droite donne la perte de charge à l'amont du ponceau. Une ligne pivot, près du centre, relie l'ensemble de ces échelles.

La relation entre les échelles est établie en les reliant par deux droites. La première relie l'échelle de la dimension du ponceau et celle de la longueur correspondant au coefficient choisi pour la perte de charge à l'entrée. Cette première droite coupe la ligne pivot en un point. La seconde droite relie le débit et le point d'intersection de la première droite avec la ligne pivot. Cette droite prolongée jusqu'à l'échelle de la perte de charge, permet d'interpoler cette valeur.

Un exemple sur chaque abaque permet d'en bien comprendre l'utilisation.

Le calcul d'une longueur équivalente du ponceau permet d'utiliser les abaques pour un coefficient de Manning (n1) différent de ceux pour lesquels les abaques ont été établis. Cette longueur équivalente se calcule à l'aide de l'équation suivante :

$$L_1 = L \frac{n_1^2}{n^2}$$

où L_1 = longueur équivalente du ponceau
L = longueur réelle de ponceau
n_1 = coefficient de rugosité réel
n = coefficient de rugosité de l'abaque

Ponceau rectangulaire

L'abaque pour les ponceaux rectangulaires a été établi pour des écoulements pleins pour des sections carrées (H/L=1). Il est cependant considéré être suffisamment précis pour être employé pour un rapport de la hauteur à la largeur du ponceau variant entre 0.5 et 0.2. (0.5<H/l<2).

Tableau 5.3.2a Coefficients de perte de charge à l'entrée (K_e)

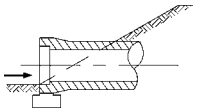
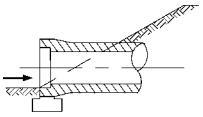
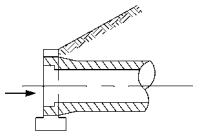
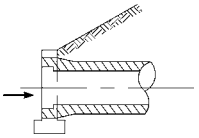
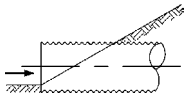
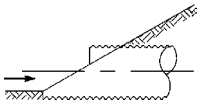
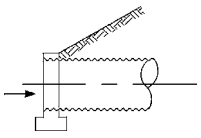
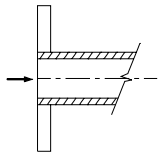
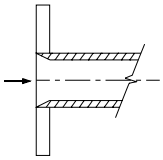
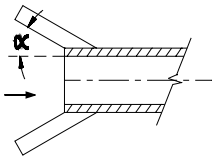
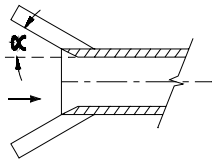
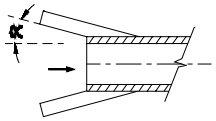
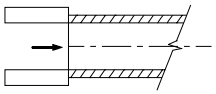
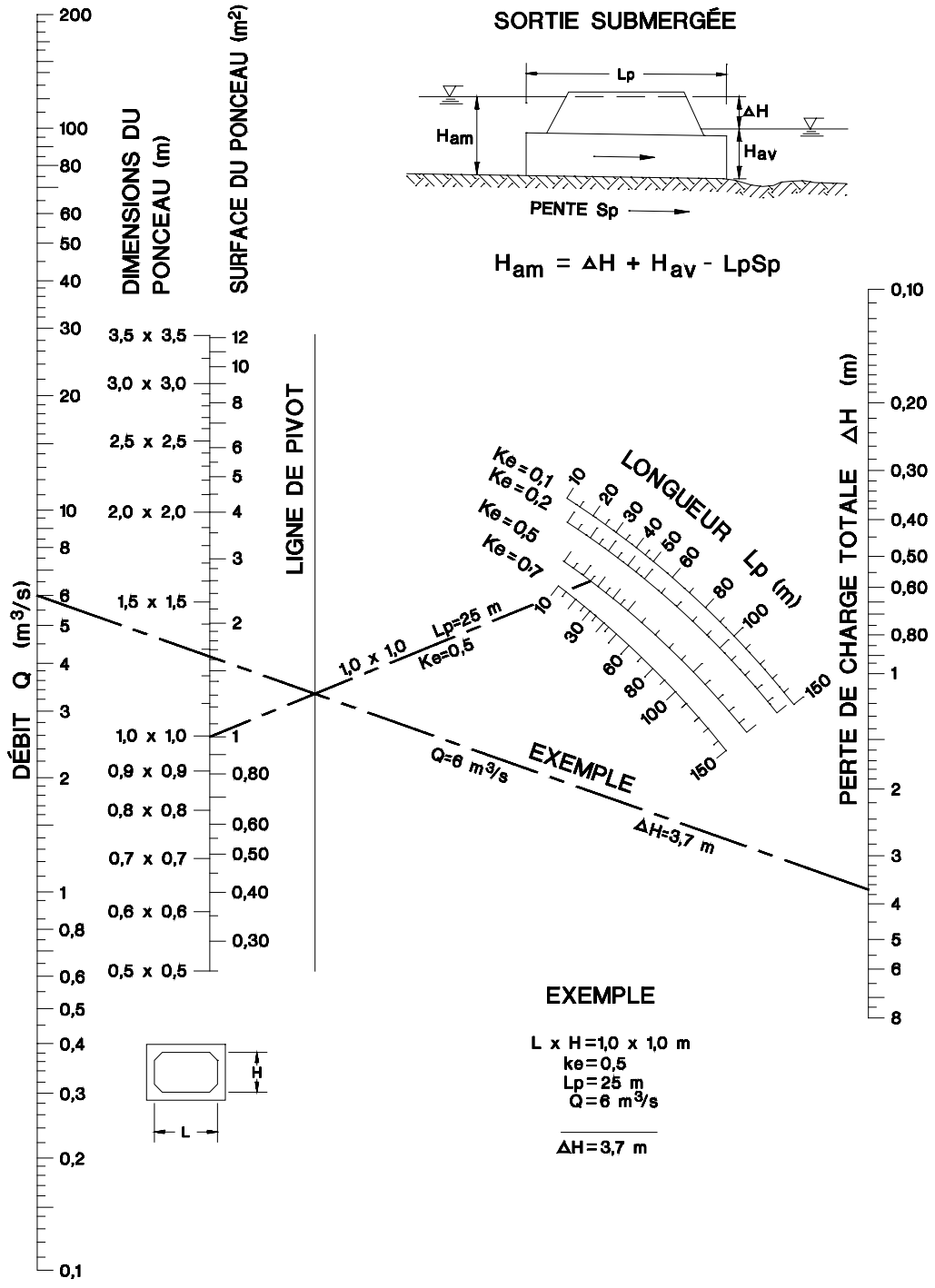
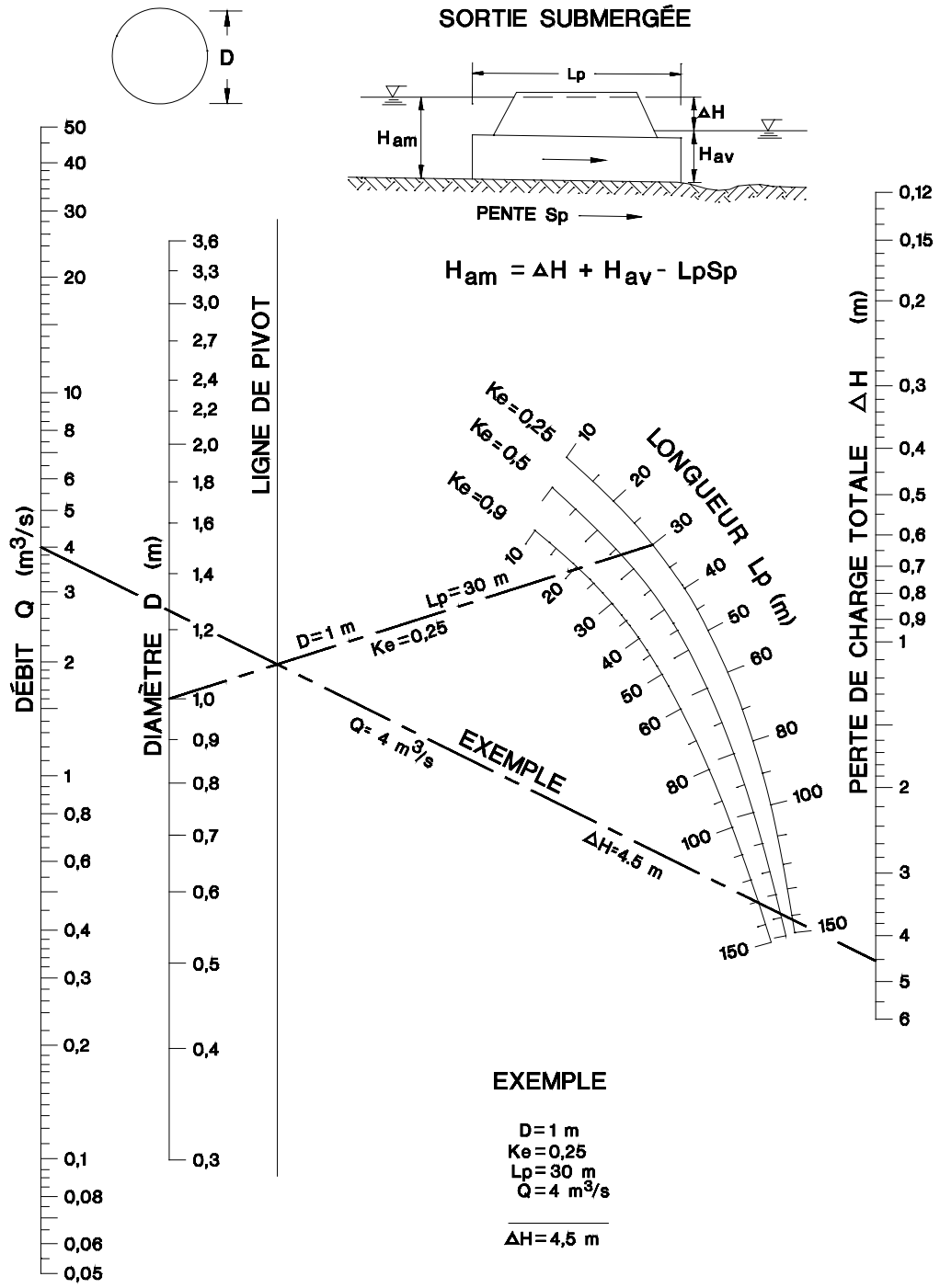
Type de structure et d'entonnement	K_e	Schéma
Tuyau en Béton Armé (TBA)		
Saillant du remblai Arêtes vives	0.5	
Entonnement convergent	0.2	
Mur de tête Arêtes vives	0.5	
Entonnement convergent	0.2	
Tuyaux en Tôle Ondulée (TTO)		
Saillant du remblai Sans mur de tête	0.9	
Biseauté parallèlement à la pente du remblai	0.7	
Mur de tête perpendiculaire au tuyau	0.5	
$H_e = K_e \times V^2/2g$		

Tableau 5.3.2b Coefficients de perte de charge à l'entrée (K_e)

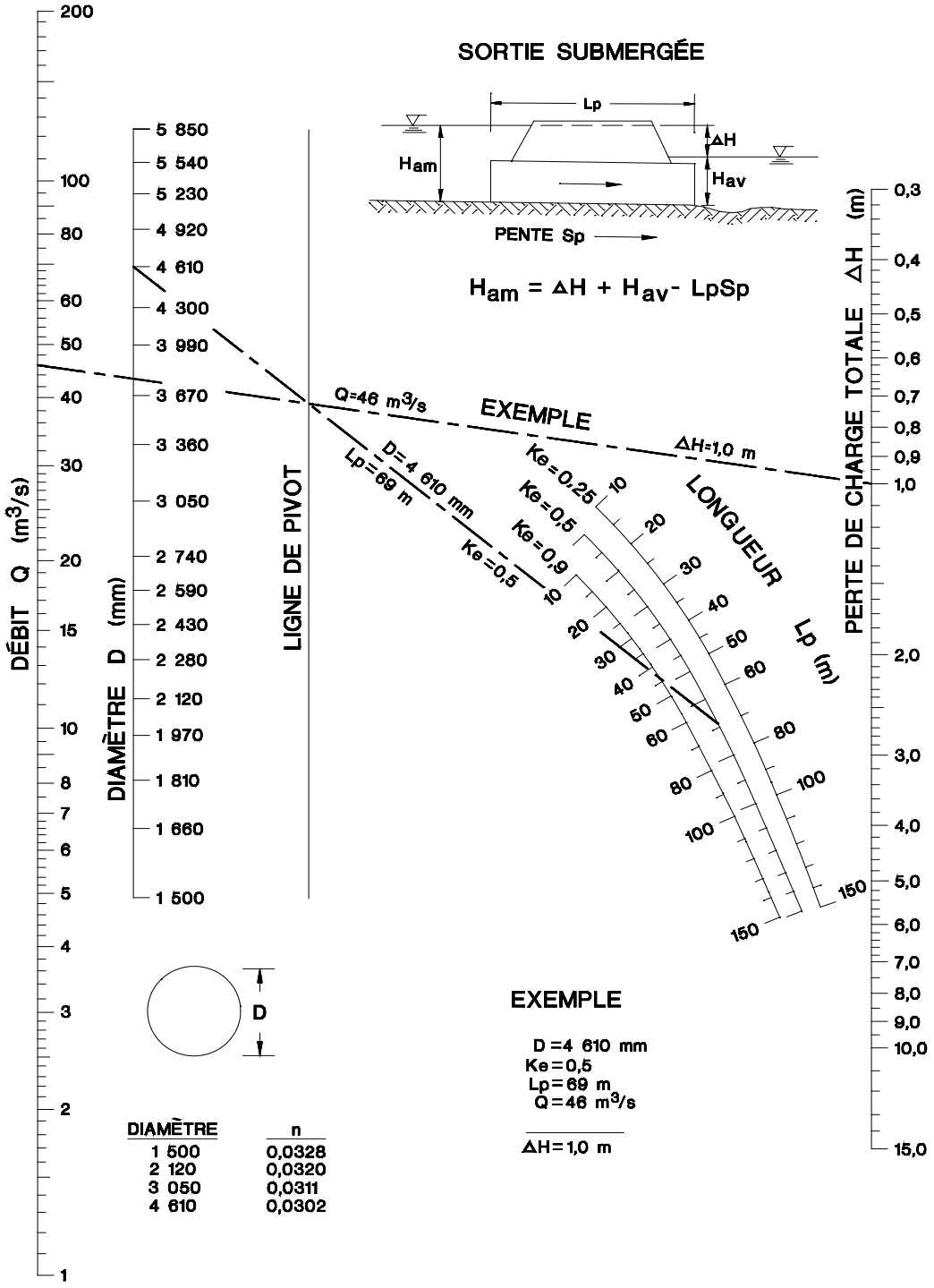
Type de structure et d'entonnement	K_e	Schéma
Ponceau rectangulaire en Béton Armé (PBA)		
Mur en aile perpendiculaire au ponceau Arêtes vives	0.5	
Entonnement convergent	0.2	
Mur en aile de 30° à 75° des parois Arêtes vives	0.4	
Entonnement convergent	0.2	
Mur en aile de 10° et 25° des parois Arêtes vives	0.5	
Mur en aile parallèle au ponceau Arêtes vives	0.7	
$H_e = K_e \times V^2/2g$		



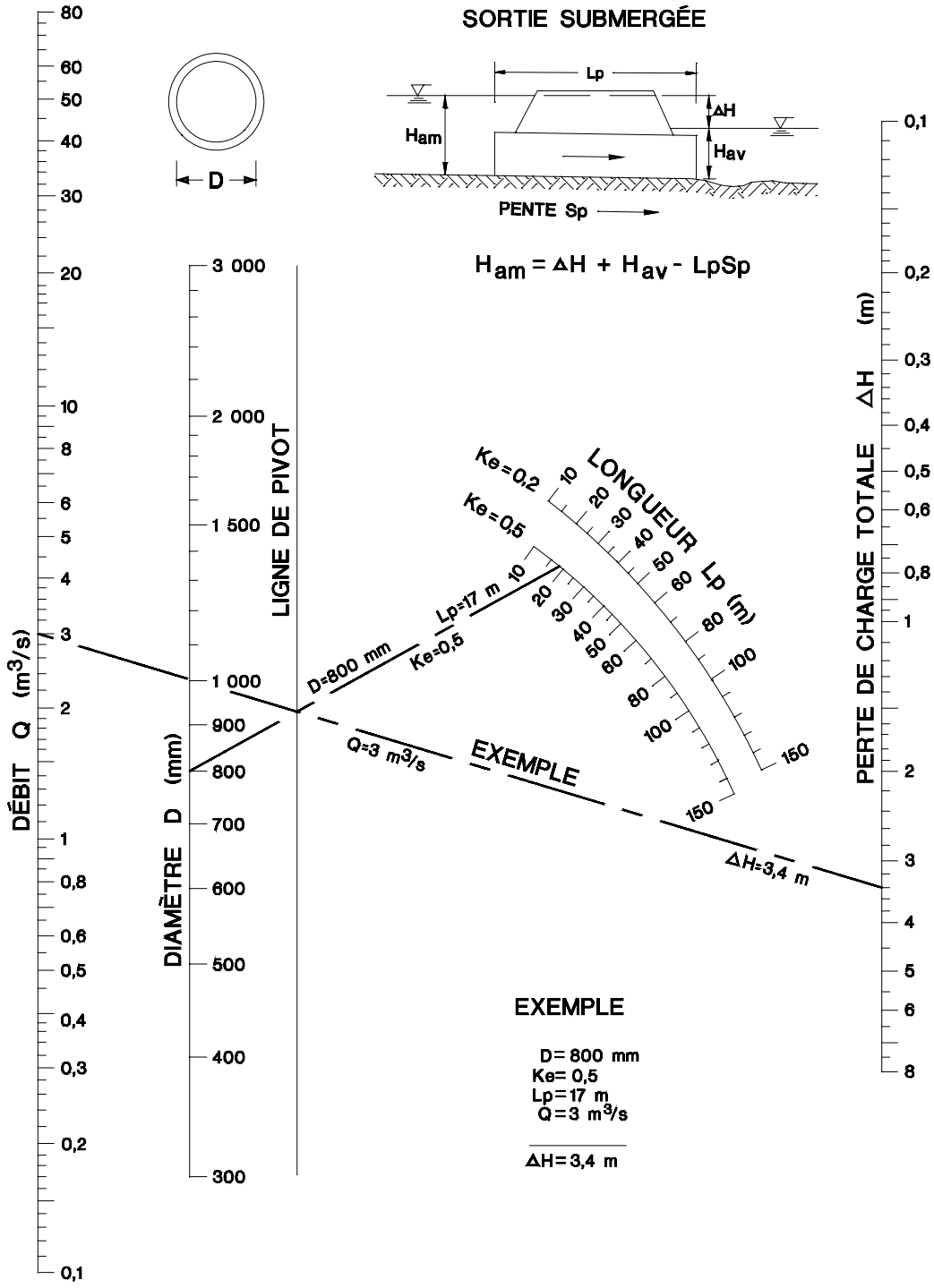
Abaque 5.3.2a Contrôle à la sortie - Ponceau rectangulaire en béton (n = 0.012)



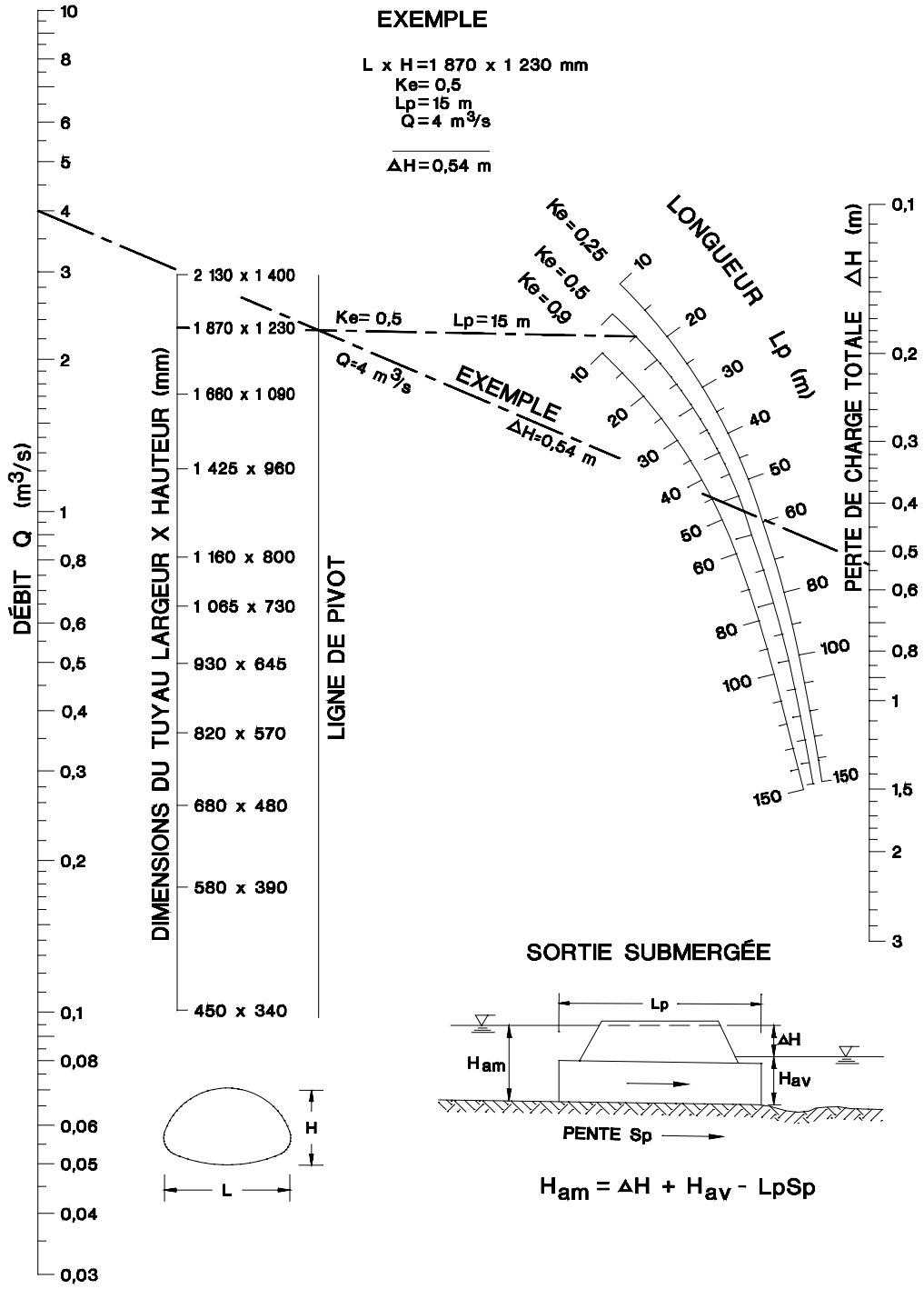
Abaque 5.3.2b Contrôle à la sortie - Ponceau circulaire en acier (n = 0.024)



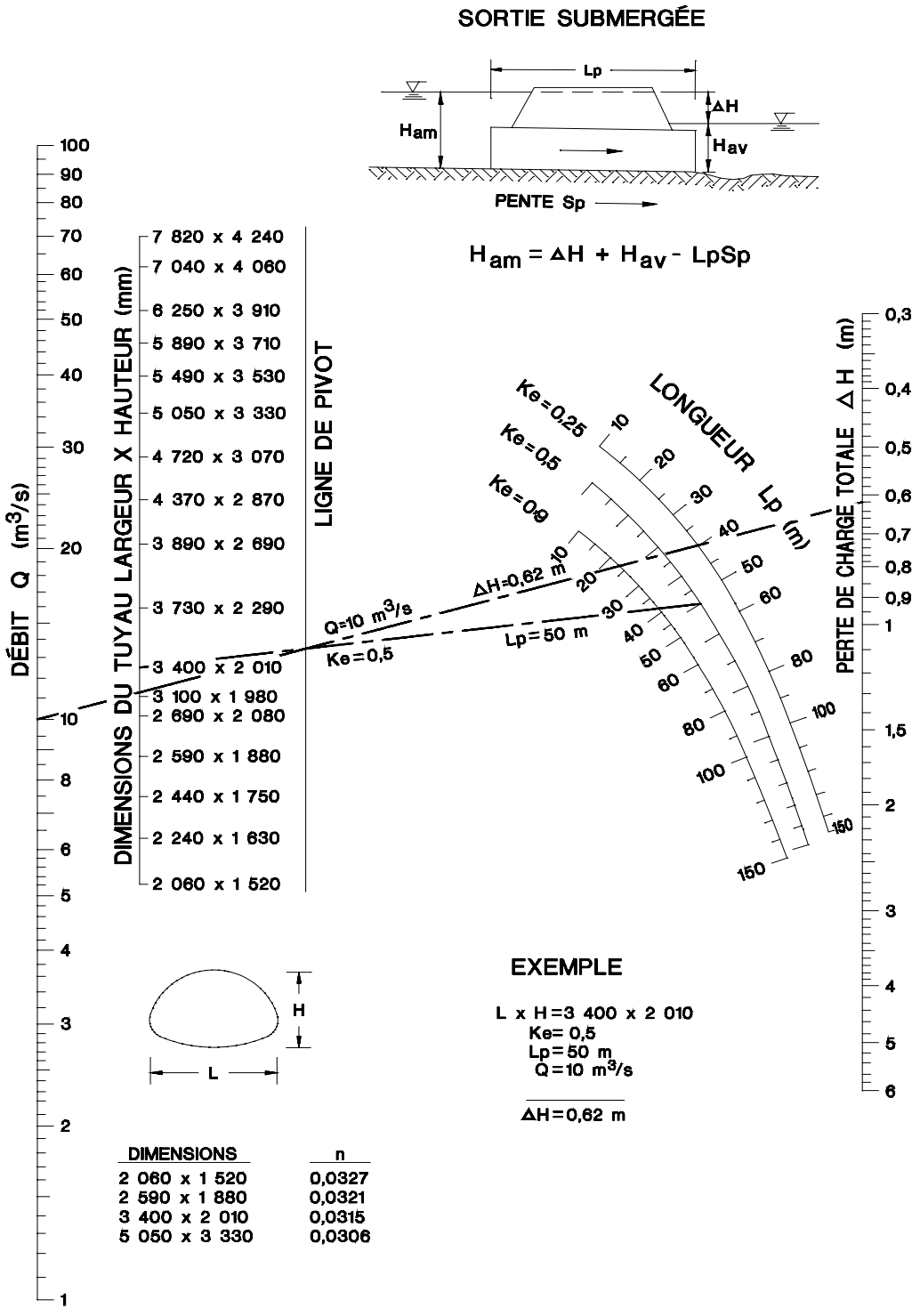
Abaque 5.3.2c Contrôle à la sortie - Ponceau circulaire en acier (n = variable)



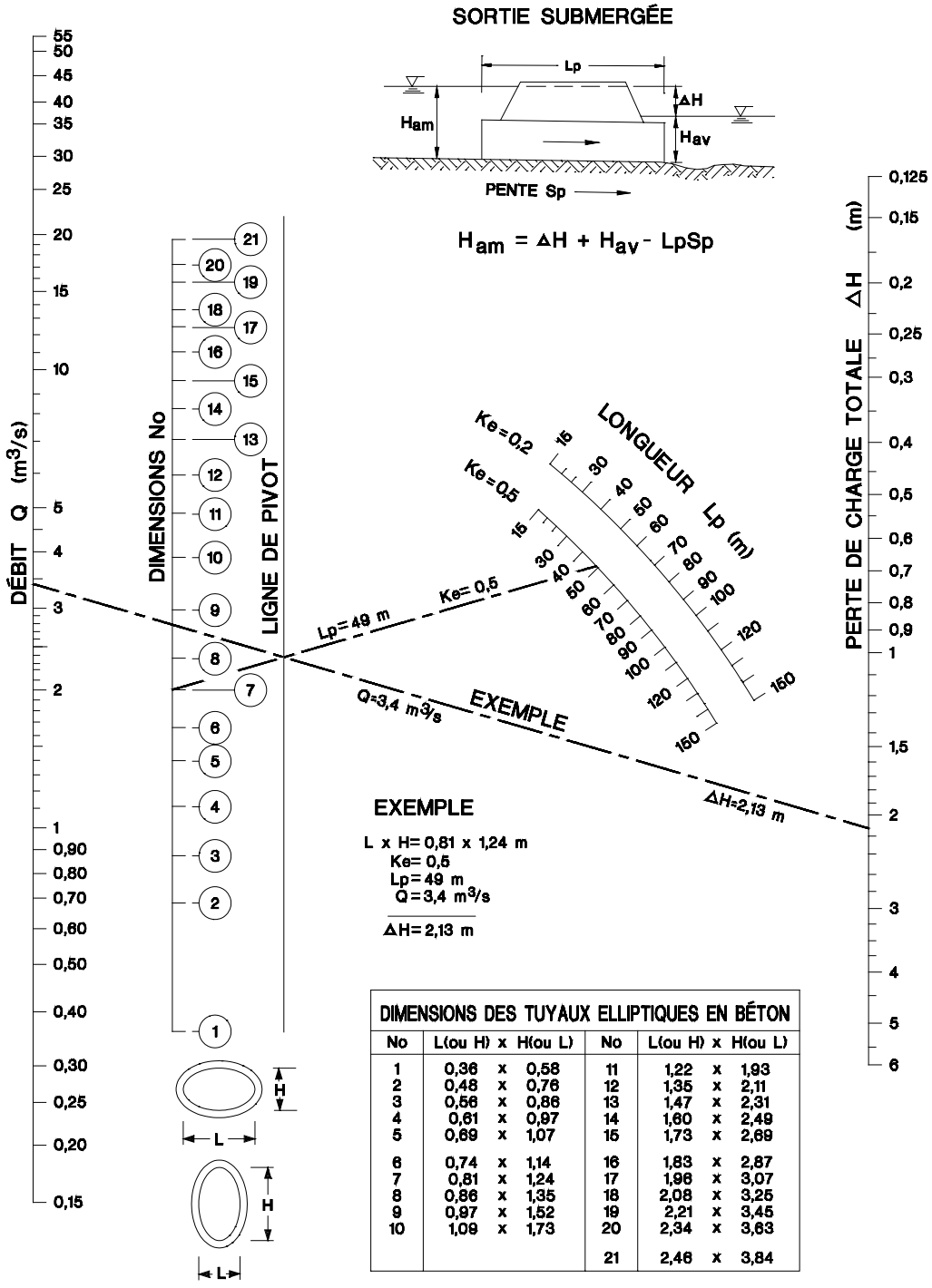
Abaque 5.3.2d Contrôle à la sortie - Ponceau circulaire en béton (n = 0.012)



Abaque 5.3.2e Contrôle à la sortie - Ponceau arqué en acier (n = 0.024)

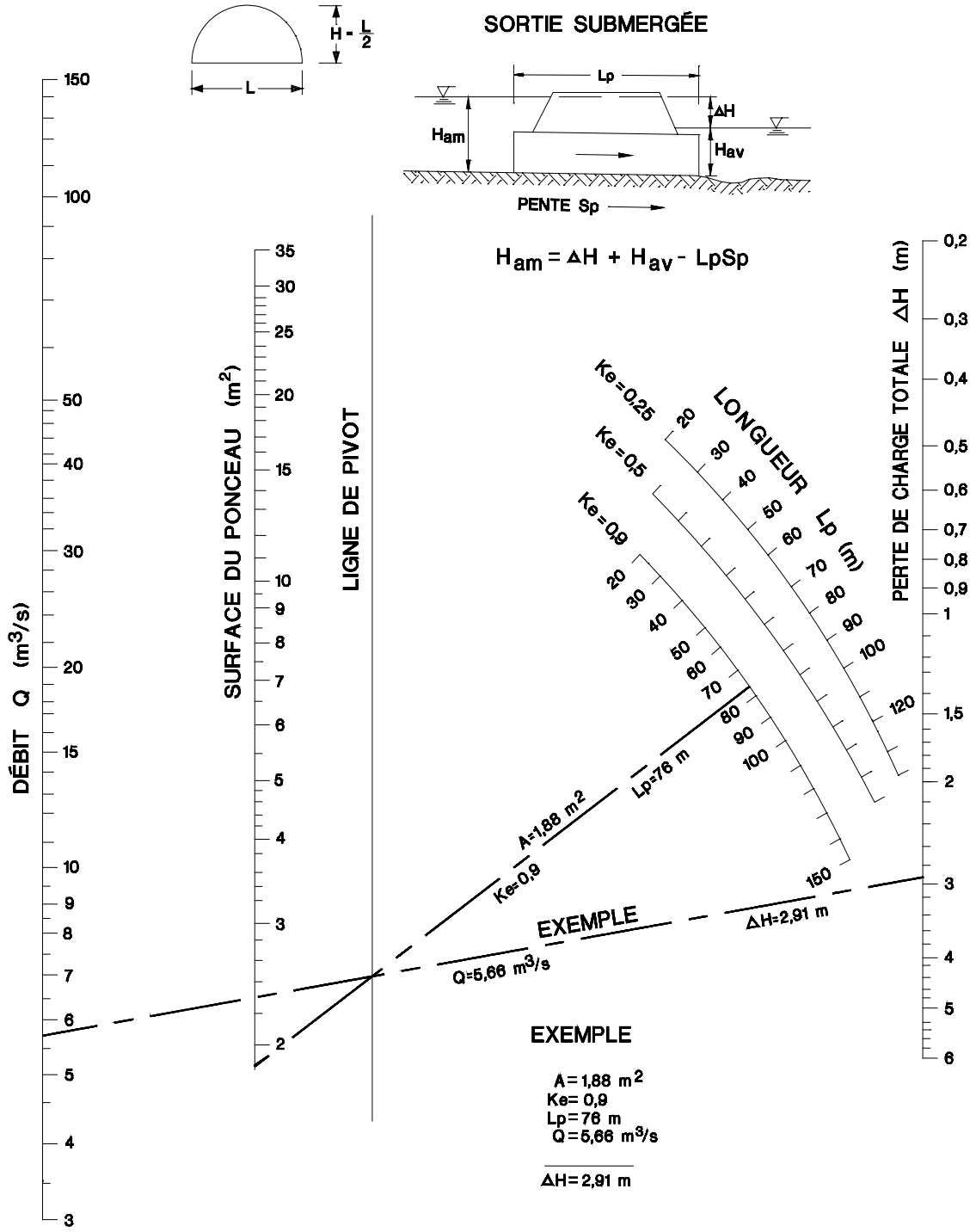


Abaque 5.3.2f Contrôle à la sortie - Ponceau arqué en acier (n = variable)



DIMENSIONS DES TUYAUX ELLIPTIQUES EN BÉTON							
No	L(ou H)	x	H(ou L)	No	L(ou H)	x	H(ou L)
1	0,36	x	0,58	11	1,22	x	1,93
2	0,48	x	0,76	12	1,35	x	2,11
3	0,56	x	0,86	13	1,47	x	2,31
4	0,61	x	0,97	14	1,60	x	2,49
5	0,69	x	1,07	15	1,73	x	2,69
6	0,74	x	1,14	16	1,83	x	2,87
7	0,81	x	1,24	17	1,96	x	3,07
8	0,86	x	1,35	18	2,08	x	3,25
9	0,97	x	1,52	19	2,21	x	3,45
10	1,09	x	1,73	20	2,34	x	3,63
				21	2,46	x	3,84

Abaque 5.3.2g Contrôle à la sortie - Ponceau elliptique en béton (n = 0.012)



Abaque 5.3.2h Contrôle à la sortie - Ponceau voûté en acier (radier en béton)

Profondeur critique - Mode d'emploi des abaques

La profondeur critique (h_c) à la sortie d'un ponceau est utile dans les cas de contrôle à la sortie. Elle représente la profondeur d'eau pour un écoulement critique où le nombre de Froude est égal à l'unité. Cette profondeur varie en fonction du débit et des caractéristiques du ponceau. Les abaques 5.3.3a à 5.3.3g permettent de déterminer la profondeur critique pour différentes formes et dimensions de ponceaux. Ces abaques traduisent la relation suivante:

$$Q = \sqrt{\frac{g\,A_c^3}{l_c}} = f\,(h_c) \qquad (5.3.3)$$

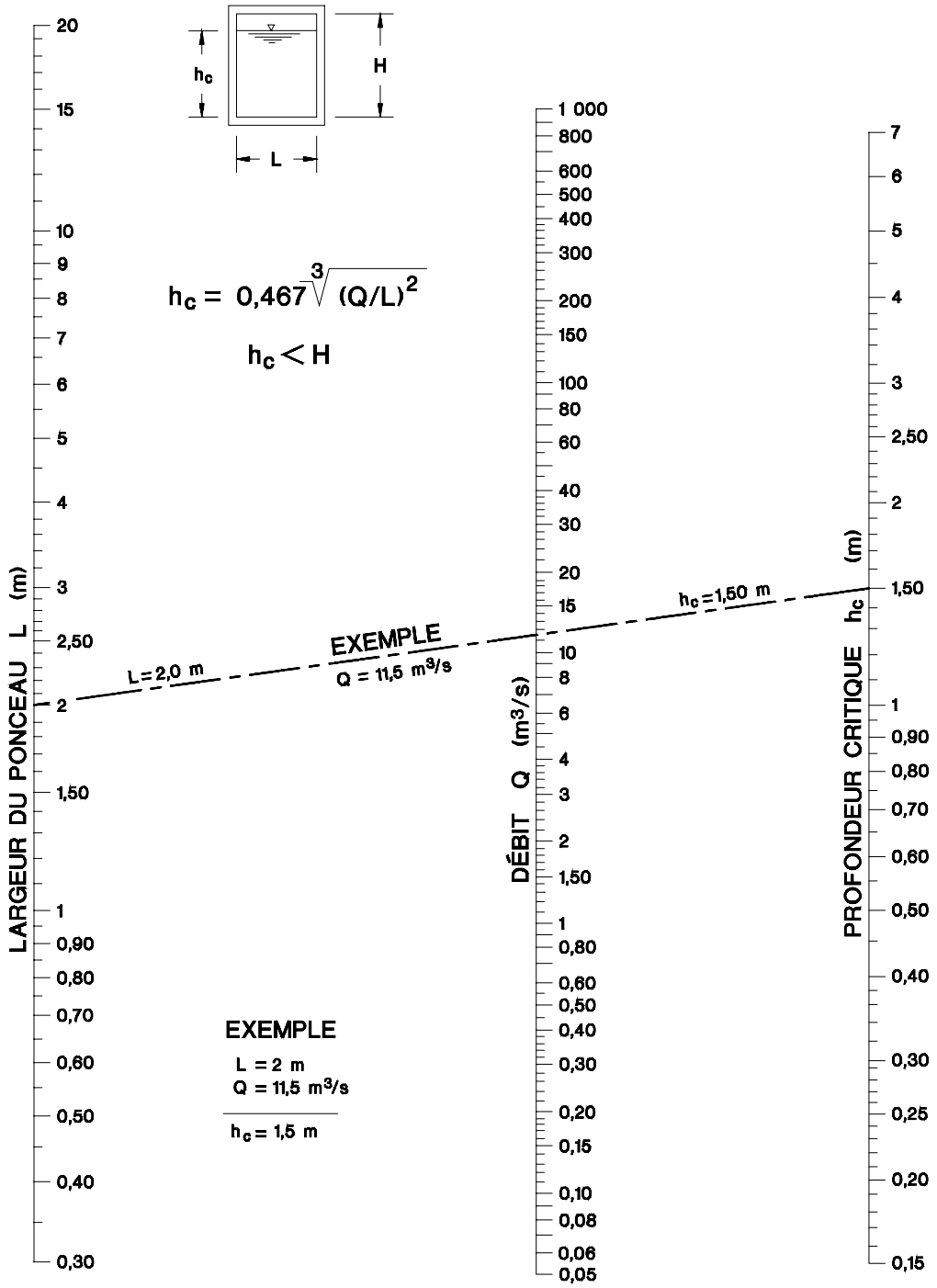
Q = débit (m^3/s)

A_c = surface d'écoulement à la profondeur critique (m^2)

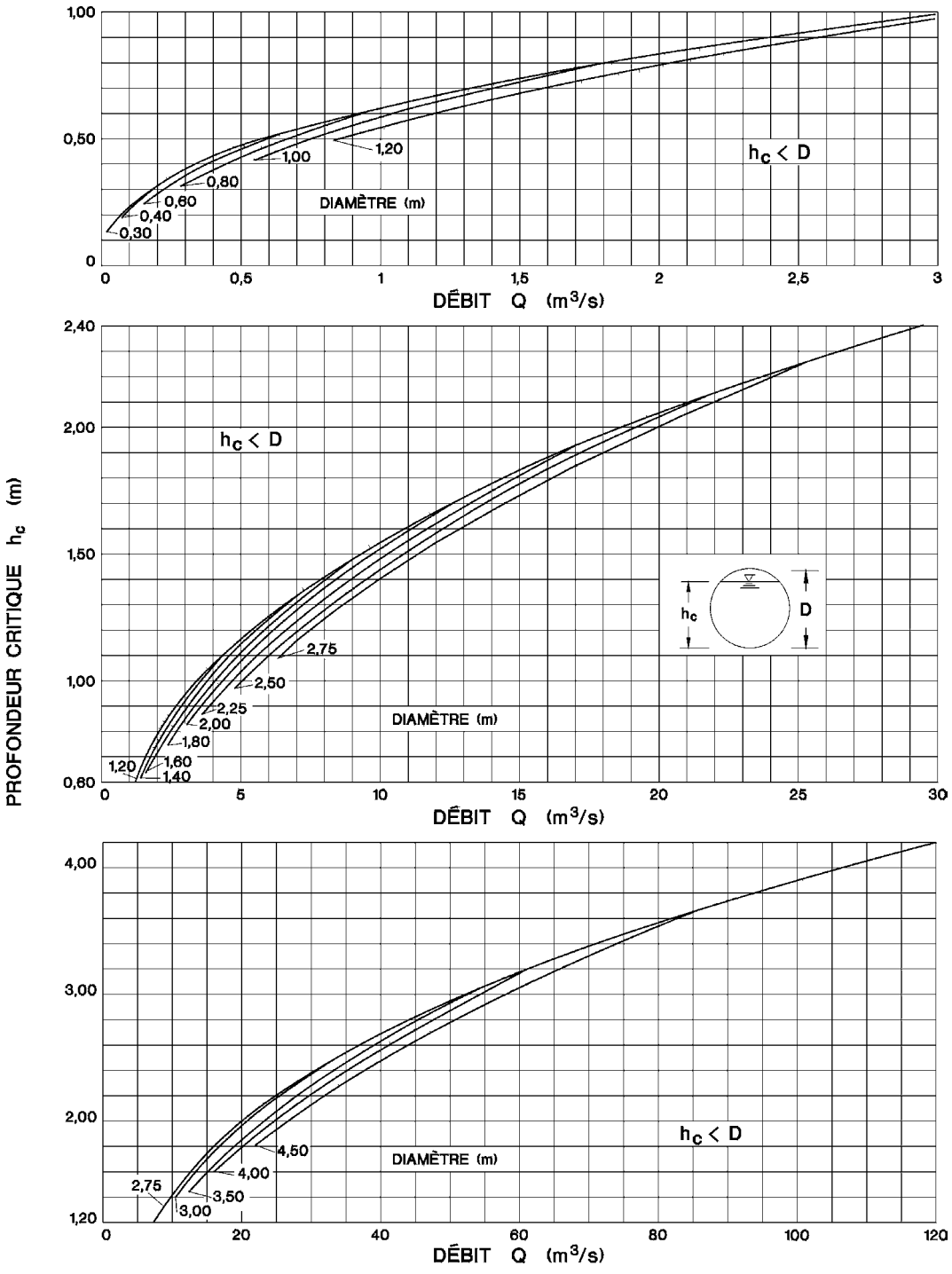
l_c = largeur au miroir à la profondeur critique (m)

h_c = profondeur critique (m)

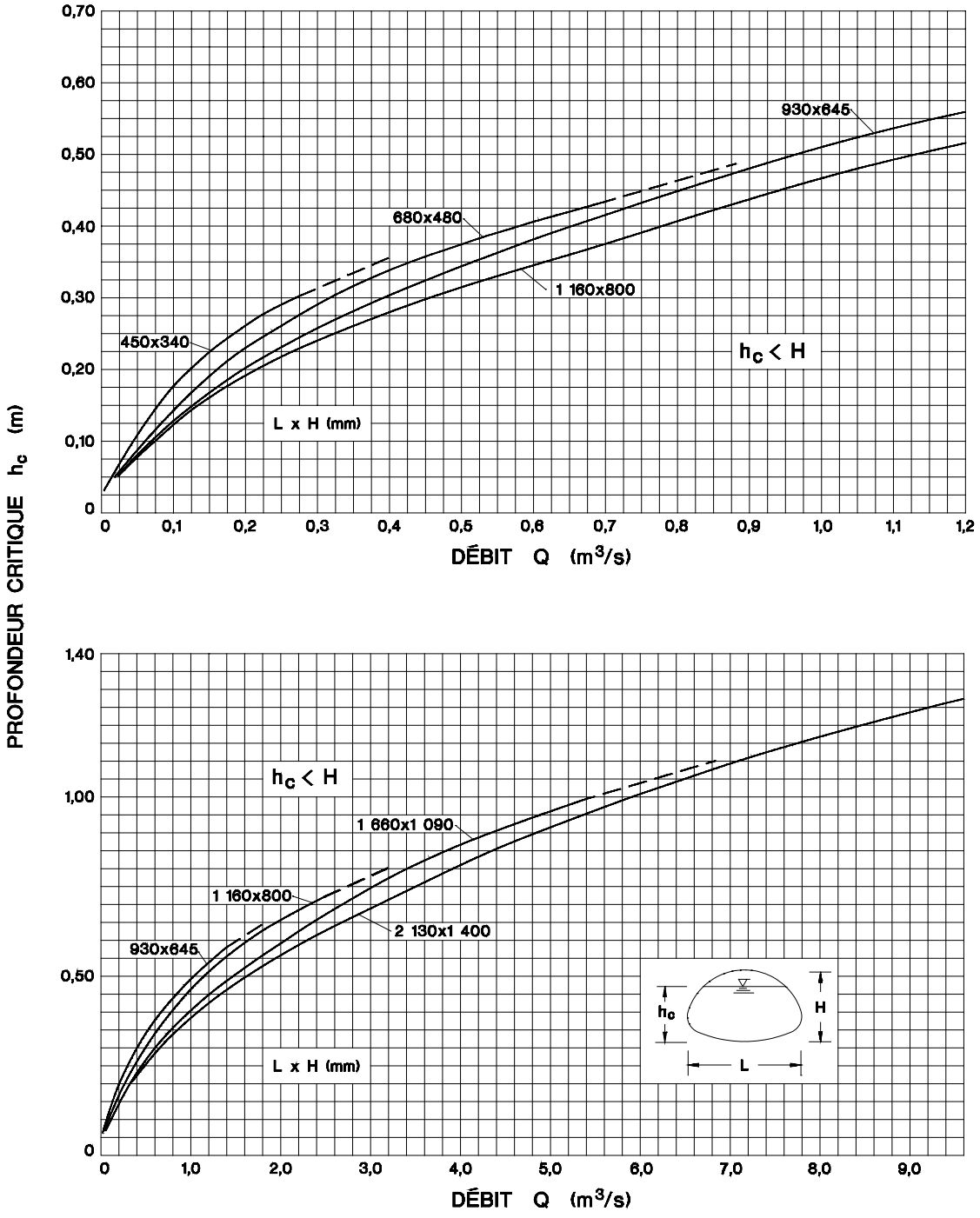
La surface (A) et la largeur au miroir (l) varient en fonction de la profondeur d'écoulement (h_c) dans le ponceau. Le calcul de ces deux caractéristiques, pour les ponceaux arqués et elliptiques, est laborieux dans le cas des écoulements à surface libre. C'est la raison pour laquelle les courbes de profondeur critique ont été établies individuellement pour chaque dimension de ponceau.



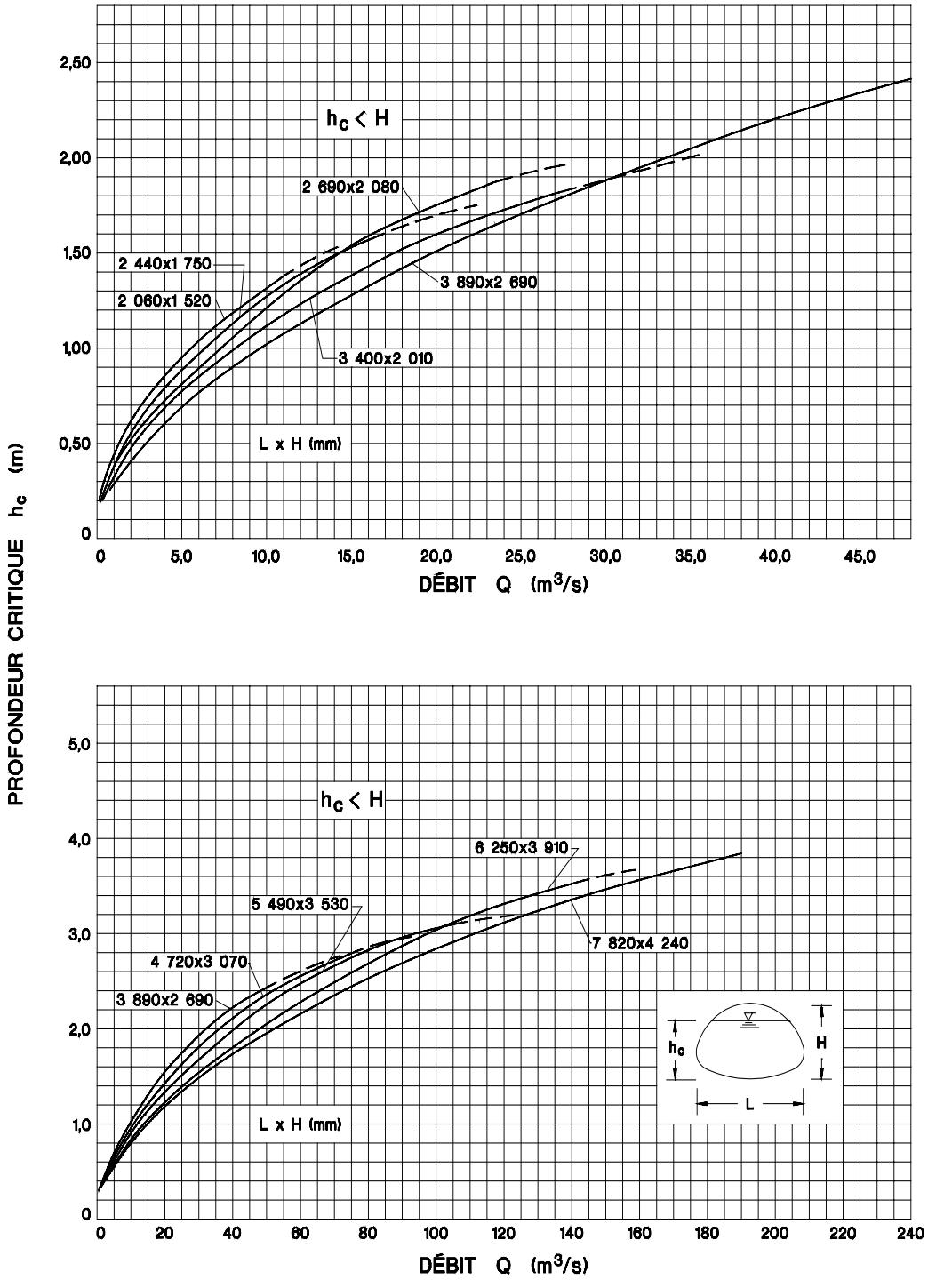
Abaque 5.3.3a Profondeur critique (h_c) - Ponceau rectangulaire en béton



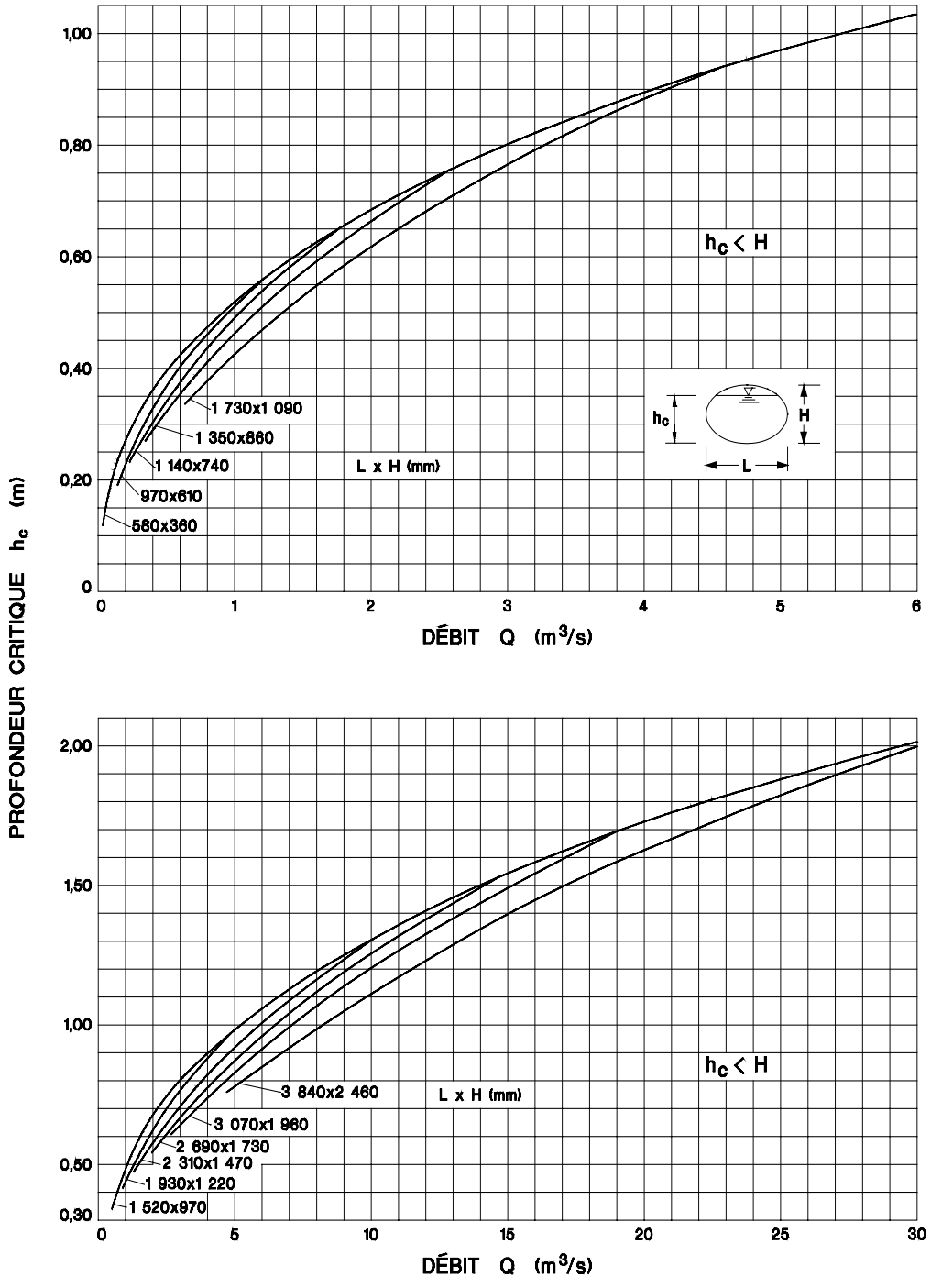
Abaque 5.3.3b Profondeur critique (h_c) - Ponceau circulaire



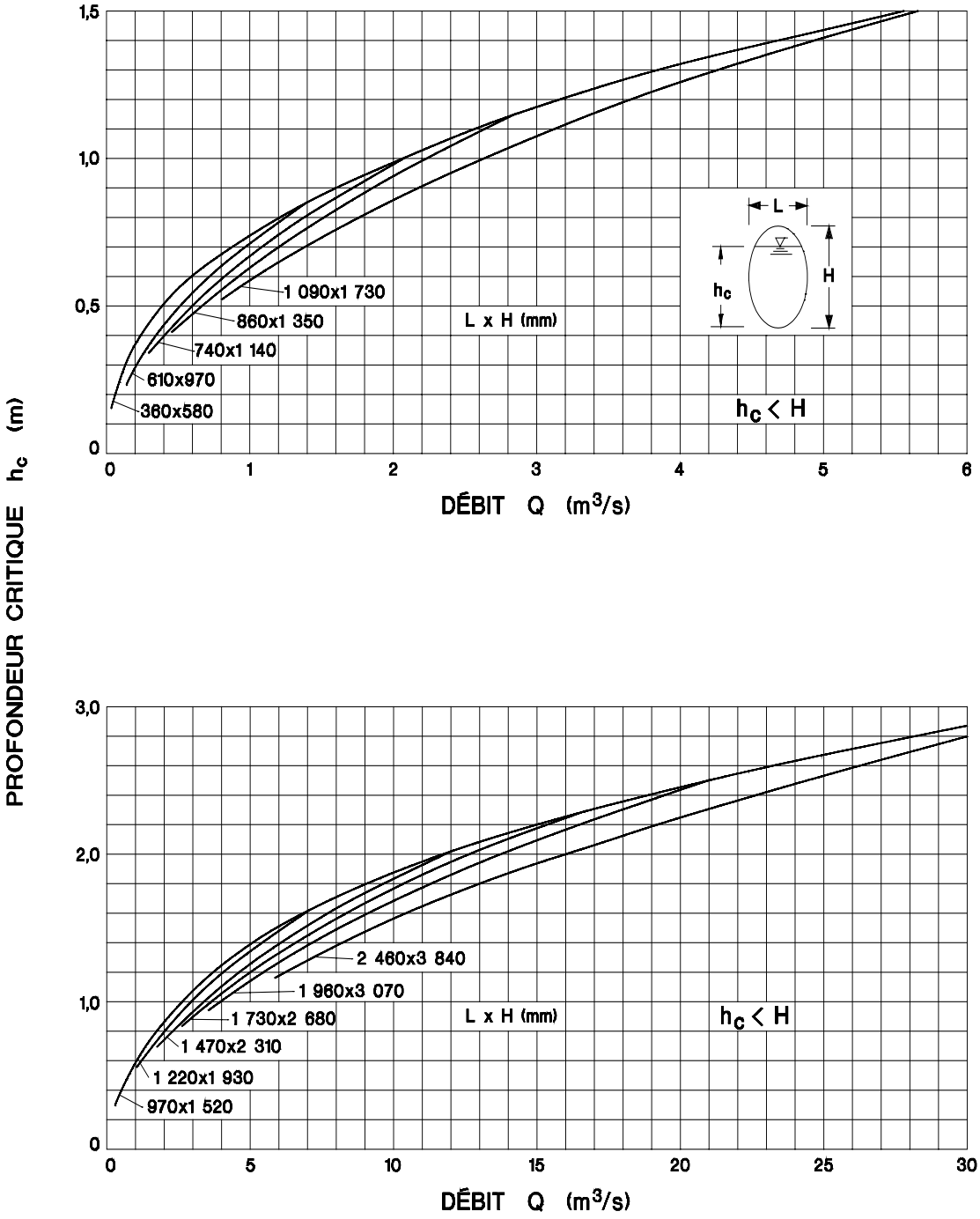
Abaque 5.3.3c Profondeur critique (h_c) - Ponceau arqué en acier



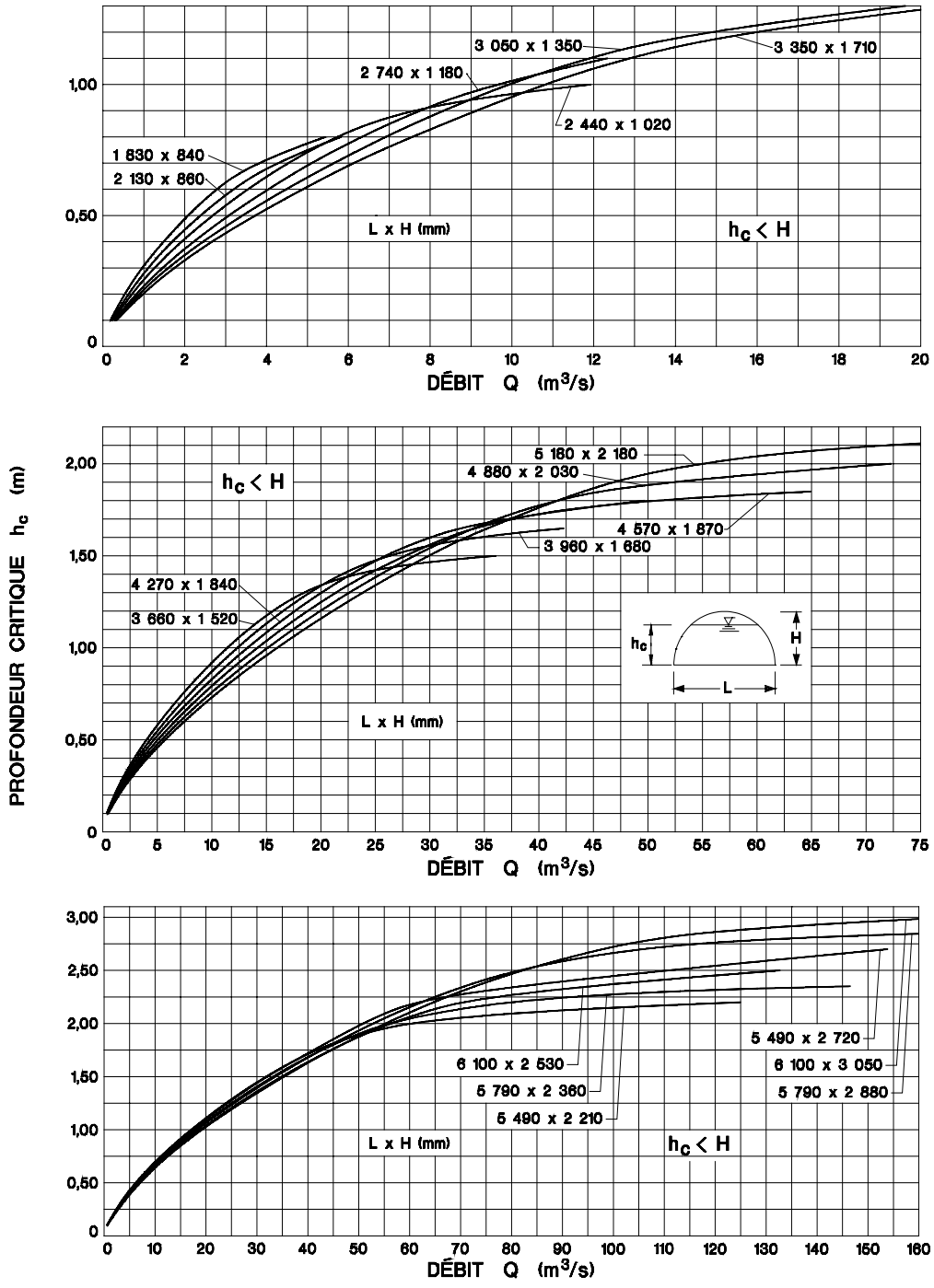
Abaque 5.3.3d Profondeur critique (h_c) - Ponceau arqué en acier



Abaque 5.3.3e Profondeur critique (h_c) - Ponceau elliptique horizontal en béton



Abaque 5.3.3f Profondeur critique (h_c) - Ponceau elliptique vertical en béton

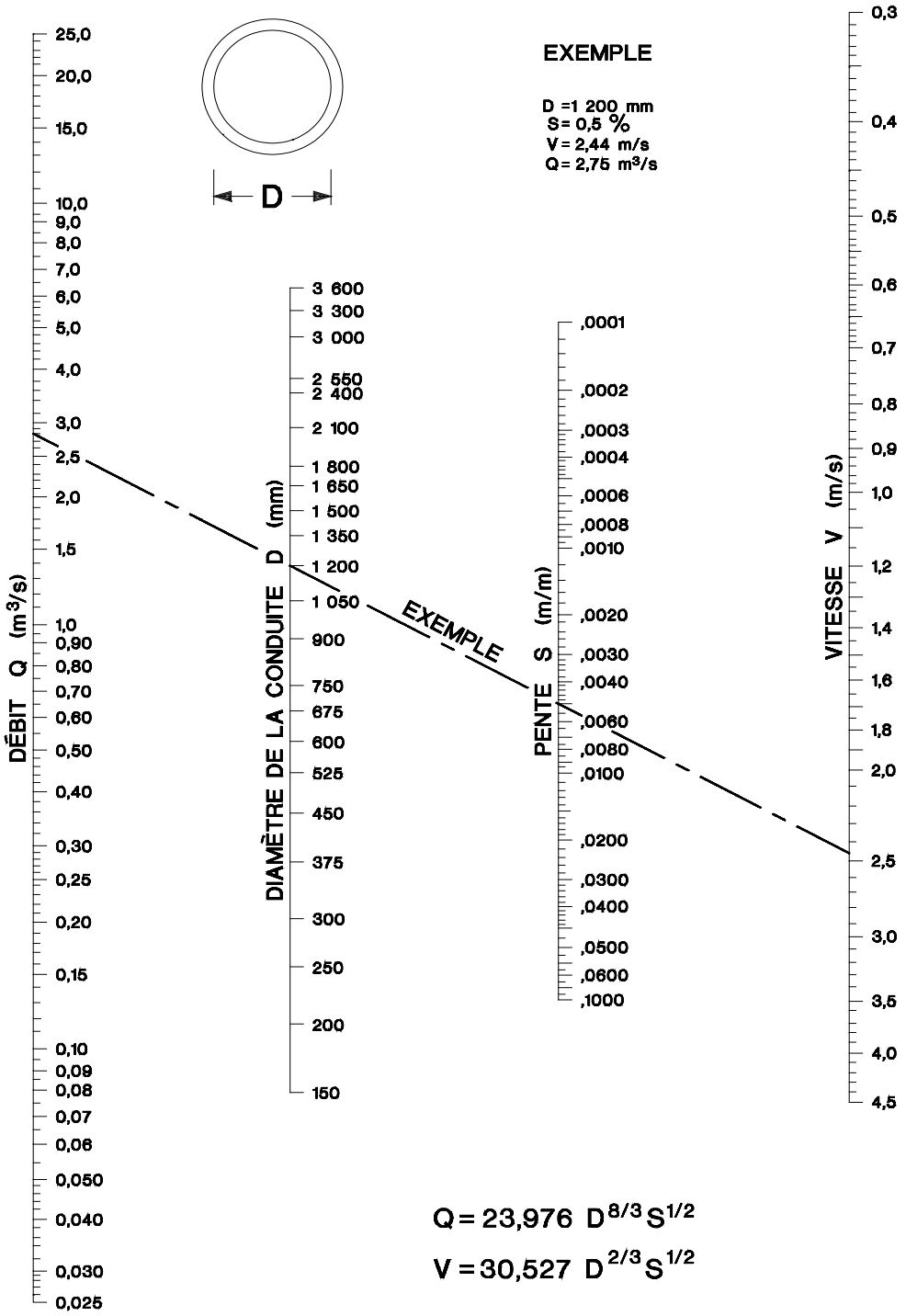


Abaque 5.3.3g Profondeur critique (h_c) - Ponceau vouté en acier

Tableau 5.3.4 Coefficients de rugosité de Manning (n) pour les ponceaux

TYPE DE STRUCTURES	Coefficient « n »
Tuyau en tôle ondulée	
ondulations hélicoïdale	0.024 *
multiplaques	0.028 - 0.033
Tuyau de fonte	0.013
Tuyau d'acier lisse	0.009 - 0.011
Ponceau en béton	0.012 - 0.013
Ponceau en bois	0.015 - 0.017
Ponceau en matière thermoplastique	
intérieur lisse	0.009 - 0.012
intérieur ondulé	0.018 - 0.020

* Pour les ponceaux d'une longueur supérieure à 20 fois le diamètre, cette valeur peut être inférieure.



Abaque 5.3.4 Débits et vitesses d'écoulement - Conduite circulaire coulant pleine (n=0.013)

Projet no. : _____ Municipalité : _____ Description : _____	Route : _____ Rivière : _____	Concepteur: _____ Vérificateur: _____ Date : _____

Hydrologie

Méthode : _____

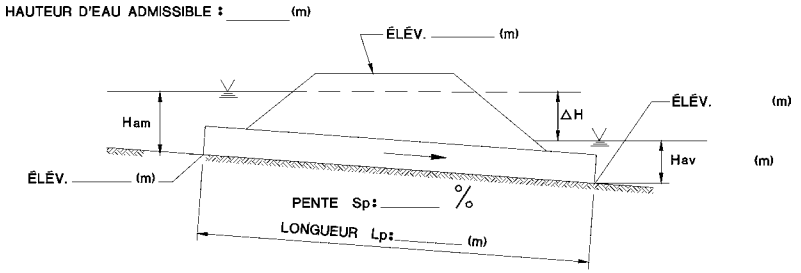
Surface du bassin (km^2) : _____

Pente du cours d'eau (%): _____

Sols : _____

Débits et niveaux d'eau

Récurrence (an)	Débit (m^3/s)	Hav (m)



Caractéristiques des Ponceaux		Type de contrôle									V_{sortie} (m/s)	Remarques
		entrée			sortie							
Essais	hc	Ham / H	Ham	Élév	Hav	(Hc+H)/2	H0	ΔH	Ham	Élév		

Choix : _____

_____

_____

Formulaire 5.1 Conception d'un ponceau

CHAPITRE 6

CONSIDÉRATIONS GÉOTECHNIQUES

TABLE DES MATIÈRES

6.1	**GÉNÉRALITÉS**	6-1
6.2	**SOLS DE FONDATION**	6-2
6.2.1	Socle rocheux	6-2
6.2.2	Sols granulaires	6-3
6.2.3	Sols fins et sols organiques	6-4
6.3	**CONTRAINTES GÉOTECHNIQUES**	6-5
6.3.1	Ponceau en béton armé (PBA)	6-5
6.3.2	Tuyau en béton armé (TBA)	6-5
6.3.3	Tuyau en tôle ondulée (TTO) et thermoplastique	6-6
6.3.4	Mur en aile en béton armé	6-6
6.4	**MISE EN PLACE**	6-7
6.4.1	Excavation	6-7
6.4.2	Assise	6-8
6.4.3	Remblayage	6-9
RÉFÉRENCES		6-12

Annexe 6 - Considérations géotechniques

6.1 GÉNÉRALITÉS

Une reconnaissance des sols de fondation doit être effectuée avant de remplacer ou de construire un ponceau et des murs en aile. Cette étude peut-être plus ou moins élaborée selon l'importance de l'ouvrage, la hauteur des remblais et la nature des sols en place.

Il est recommandé d'effectuer une étude géotechnique complète dans les cas suivants:

- modifications géométriques des lieux telles qu'un élargissement de plus de 2 mètres du remblai, un rehaussement du profil de la route ou l'installation d'un nouveau type de ponceau lorsque la fondation est composée de sols fins, mous et compressibles tels que les argiles, silts, et sols organiques.

- construction d'un ponceau sur un sol argileux et sous un remblai de plus de 2 mètres de hauteur.

- construction d'un ponceau sur un sol organique.

- construction d'un ponceau arqué, voûté ou elliptique.

- construction d'un mur en aile en béton, en gabion, en terre-voile, en terre-armée, etc.

L'étude géotechnique présente des informations qui guident le choix du type de structure et des méthodes de construction de l'ouvrage. Les résultats de l'étude permettent de formuler des conclusions et des recommandations spécifiquement sur :

- la capacité portante des sols de fondation.

- la stabilité et les tassements des ouvrages.

- les conditions de réalisation des ouvrages et ce, en fonction des contraintes locales telles que la perméabilité des sols, le niveau de la nappe phréatique, la stabilité des excavations.

6.2 SOLS DE FONDATION

Pour la construction des ponceaux et la protection de leurs extrémités, les différents types de sols de fondation se regroupent en fonction de leur composition : socle rocheux, sols granulaires (sable et gravier), sols fins tels les argiles, les silts, les tills et les sols organiques.

Les tableaux 6.2.1, 6.2.2 et 6.2.3 donnent la capacité portante des différents types de sols de fondation selon le « Manuel canadien d'ingénierie des fondations». Ces valeurs sont des estimations et peuvent être révisées à la hausse ou à la baisse en fonction des particularités du site étudié. Ces estimations doivent être vérifiées et traitées avec beaucoup de prudence car **elles ne peuvent remplacer les résultats d'une étude géotechnique**. Malgré tout, elles sont utiles lors d'une étude d'avant-projet pour le choix d'un ponceau et pour estimer la force portante probable des sols sur la base d'une simple description.

6.2.1 Socle rocheux

La capacité portante du socle rocheux est généralement élevée. Le « Manuel canadien d'ingénierie des fondations» évalue à 500 kPa la capacité portante admissible des schistes et des shales et jusqu'à 10000 kPa celles des roches granitiques. Le tableau 6.2.1 montre les capacités portantes pour différents types de roc.

Des problèmes de capacité portante peuvent se présenter avec les shales et les schistes ou avec tout autre type de roc s'ils sont très fracturés et altérés. La surface du socle rocheux doit alors être écaillée et nettoyée afin d'obtenir une capacité portante uniforme. Des problèmes de fondations peuvent survenir en présence de roches calcaires puisqu'elles peuvent développer des cavités (karst) sous la surface du terrain naturel.

Tableau 6.2.1 Capacité portante admissible du socle rocheux

TYPE DE ROC	CAPACITÉ PORTANTE ADMISSIBLE ESTIMÉE (kPa)
Roches ignées et métamorphiques saines (telles les roches granitiques)	3000 à 10000
Roches sédimentaires saines (tels les grès, calcaires et conglomérats)	1000 à 3000
Schistes et shales argileux sains	500

6.2.2 Sols granulaires

Ce type de sol comprend généralement les sables et graviers. La capacité portante des sols granulaires est généralement élevée. Le « Manuel canadien d'ingénierie des fondations» évalue à plus de 300 kPa la capacité portante des sols denses. Les sédiments alluvionnaires peuvent être lâches et avoir une capacité portante limitée à 50 kPa. Le tableau 6.2.2 donne la capacité portante de différents types de sols granulaires.

Des problèmes de fondation peuvent survenir si les sols de fondation sont constitués d'alluvions récentes très lâches déposées dans les vallées des rivières.

Tableau 6.2.2 Capacité portante admissible des sols granulaires

TYPE DE SOL	[1]CAPACITÉ PORTANTE ADMISSIBLE ESTIMÉE (kPa)
Gravier dense [2] Sable graveleux dense	300 min.
Gravier compact Sable graveleux compact	100 à 300
Gravier lâche Sable graveleux lâche	100 max.
Sable dense	150 min.
Sable compact	150 max.
Sable lâche	50 max

[1] : Ces valeurs tiennent compte de la présence de la nappe phréatique au niveau des fondations.

[2] : La compacité des sols est généralement déterminée à l'aide de l'essai de pénétration standard.

6.2.3 Sols fins et sols organiques

Les sols fins regroupent les silts et les argiles. Ce sont des sols mous et compressibles tout comme les sols organiques. Le tableau 6.2.3 donne la capacité portante admissible de ces types de sols.

Les tills sont composés d'un mélange d'argile, de silt, de sable et gravier en proportions variables. Comme les particules fines (silt et argile) sont souvent la fraction dominante des tills, ce type de sol se classe dans la catégorie des sols fins.

Tableau 6.2.3 Capacité portante admissible des sols fins et des sols organiques

TYPE DE SOL	[1] CAPACITÉ PORTANTE ADMISSIBLE ESTIMÉE (kPa)
Till (mélange hétérogène)	300 à 600
Argile raide [2]	150 à 300
Argile ferme	75 à 150
Argile molle Silt	75 max.
Argile très molle Silt très mou Sol organique	à évaluer

[1] : Les sols argileux et organiques sont susceptibles de problèmes de stabilité et de tassement sous charge, les sols silteux, à des problèmes de capacité portante.

[2] : La consistance de l'argile est généralement déterminée au scissomètre de chantier.

Des problèmes de fondation, de stabilité et de tassement des ouvrages sont à prévoir avec ces types de sols. Leur capacité portante varie généralement de faible à très faible. La capacité portante des argiles fermes peut atteindre 150 kPa tandis que celle des argiles molles est estimée à moins de 75 kPa.

6.3 CONTRAINTES GÉOTECHNIQUES

Le choix du type de structure doit tenir compte des contraintes géotechniques qui limitent l'utilisation de certains ouvrages.

6.3.1 Ponceau en béton armé (PBA)

Sur le roc, le radier du ponceau est coulé directement sur la surface rocheuse. Les dénivellations sont comblées avec un coussin de régalage en béton d'épaisseur spécifique afin d'uniformiser le profil de l'excavation. Lorsque le coût de remplissage est trop élevé, un coussin de support en matériel granulaire peut être utilisé pour uniformiser la surface rocheuse.

Sur un sol granulaire dont la capacité portante est élevée, le radier du ponceau est construit directement sur le sol de fondation densifié à 95% de l'essai Proctor modifié.

Sur un sol fin pour lequel une étude prévoit des tassements importants, l'emploi d'un ponceau de béton n'est pas recommandé. Si les tassements prévus sont faibles, le PBA peut être utilisé en ajoutant des joints verticaux dans la structure.

Sur un sol organique, l'emploi de ce type d'ouvrage n'est pas recommandé.

6.3.2 Tuyau en béton armé (TBA)

Sur le roc, le TBA est installé sur un coussin de granulaire d'épaisseur spécifique afin d'éviter le poinçonnement du ponceau par des arêtes de roc.

Sur les sols granulaires, le tuyau en béton armé est installé selon les normes en vigueur.

Sur les sols fins, le TBA peut être utilisé si les tassements évalués par l'étude géotechnique sont compatibles avec la déformation permise pour les joints du tuyau.

Sur les sols organiques, le TBA n'est pas recommandé.

6.3.3 Tuyau en tôle ondulée (TTO) et thermoplastique

Une vérification de la capacité portante des sols de fondation est nécessaire pour les ponceaux métalliques arqués en raison des fortes pressions développées aux coins inférieurs de la structure.

Sur le roc, le tuyau est construit sur un coussin de support de 300 mm d'épaisseur et il est muni de murs de tête imperméables. Ce type de ponceau ne doit jamais être construit directement sur une surface rocheuse.

Sur les sols granulaires, le tuyau est installé sur une assise en matériau granulaire.

Sur les sols fins et les sols organiques pour lesquels des tassements importants sont prévus, l'emploi de ces tuyaux est recommandé. La méthode usuelle pour tenir compte des tassements prévus consiste à donner une cambrure au profil longitudinal du tuyau. Dans le cas où cette solution n'est pas pratique, une augmentation de la dimension du tuyau peut réduire ou annuler l'effet des tassements prévus.

6.3.4 Mur en aile en béton armé

Lorsque la capacité portante des sols donnée par l'étude géotechnique est insuffisante pour l'utilisation du mur en aile en béton armé proposée par l'étude hydraulique, les solutions possibles sont :

- d'augmenter les dimensions (épaisseur et largeur) du coussin de support de façon à ce que la pression exercée sur le sol ne dépasse pas la capacité portante admissible (la capacité portante maximale d'un coussin de support de calibre 20-0 densifié à 95% du Proctor modifié est estimée à 150 kPa);

- de modifier les dimensions de la semelle du mur de façon à ce que la contrainte appliquée au sol ne dépasse pas la capacité portante admissible des sols ou du coussin de support;

- d'allonger le ponceau pour réduire la hauteur du mur;

- de modifier la géométrie des murs de soutènement;

- de remplacer le mur en béton armé par un mur plus flexible comme un mur de gabions ou un autre type de mur ou encore par un revêtement de protection en enrochement lorsque la hauteur du remblai et le régime hydraulique le permettent (la stabilité de ces ouvrages doit toutefois être vérifiée).

6.4 MISE EN PLACE

La mise en place des ponceaux comporte des étapes qui sont déterminantes pour assurer la pérennité des ouvrages. Outre la préparation des lieux, ces étapes comprennent les excavations des sols en place et l'aménagement des remblais; au besoin, elles peuvent aussi comprendre celles reliées au détournement du cours d'eau, à la préparation de la fondation et au remblayage de la structure.

Le déroulement de ces étapes est essentiellement le même quel que soit le type de structure.

6.4.1 Excavation

Les dimensions des excavations doivent respecter les normes en vigueur pour la mise en place des différents types de ponceaux. Les dessins normalisés montrent les excavations nécessaires à la mise en place des ponceaux.

La réalisation des excavations doit satisfaire toutes les exigences publiées par les organismes régissant la sécurité sur les chantiers. Lorsque le sol ne présente pas de danger de glissement, les pentes des excavations sont verticales sur 1.2 mètre et 1V:1H par la suite dans les dépôts meubles et verticales dans le roc. Dans les sols argileux ou autres sols instables, l'étude géotechnique donne les pentes minimales à respecter.

Pour des excavations réalisées dans un sol à forte perméabilité, tels les sables, les graviers ou le roc très fracturé, les infiltrations des eaux souterraines et des eaux de surface doivent être contrôlées.

La capacité portante des sols au fond de l'excavation doit être uniforme afin de minimiser les tassements différentiels. Les sols de plus faible capacité portante doivent être remplacés. Les sols de fondation ne doivent pas contenir de pierres de dimensions supérieures à 112 mm et doivent être exempts de sol gelé et de sol organique.

Sur le roc, l'uniformisation du fond de l'excavation peut nécessiter la mise en place d'un coussin de régalage en béton ou d’un coussin de granulaire de calibre 20-0.

6.4.2 Assise

L'assise sert à distribuer la réaction du sol de fondation sur le tuyau. La charge qu'un tuyau de béton peut supporter dépend de la capacité de l'assise à reprendre la réaction verticale de façon à ce que le tuyau n'ait pas à supporter d'efforts dépassant sa capacité structurale.

De façon générale, l'assise est composée d'un coussin de support et de remblais latéraux. Les dimensions de ces différentes composantes sont établies selon le type et les dimensions de la structure. Les facteurs qui déterminent la capacité portante de l'assise sont la surface de contact avec le tuyau et la qualité et le degré de densification du sol.

Ponceaux rectangulaires en béton armé (PBA)

L'assise pour la mise en place des ponceaux rectangulaires en béton armé est constituée essentiellement d'un coussin de support de calibre 20-0 densifié à 95% de l'essai Proctor modifié.

Ponceaux circulaires en béton armé (TBA)

Les types d'assise recommandés pour la mise en place des tuyaux de béton armé sont:

- assise en matériau granulaire (pour réseau routier) :

  L'assise en matériau granulaire est composée d'un coussin de support de calibre 20-0 densifié à 95% de l'essai Proctor modifié et d'un remblai latéral en matériau de classe A (sable ou granulat de calibre 20-0), densifié à 90% de l'essai Proctor modifié jusqu'à la mi-hauteur du tuyau. Le coussin de support ne doit pas être densifié sur une épaisseur de 150 mm et sur une largeur égale au tiers du diamètre extérieur de la conduite.

- assise sur terrain naturel (entrée privée et réseau local) :

  L'assise sur terrain naturel requiert une fondation uniforme et exempte de blocs ou de cailloux. Dans les autres cas ou lorsque la fondation de l'excavation est constituée du socle rocheux, la conduite est placée sur un coussin de matériau granulaire d'une épaisseur minimale de 150 mm densifié à 95% de l'essai Proctor modifié, sauf sous le tiers central du tuyau où il n'est pas densifié.

Les dimensions et les spécifications des assises sont illustrées sur les dessins normalisés.

Ponceaux en tôle ondulée (TTO) et en thermoplastique

Les types d'assise recommandés pour la mise en place des tuyaux en tôle ondulée et les tuyaux en thermoplastiques sont:

- assise constituée de matériau granulaire :

  Cette assise en matériau granulaire est composée d'un coussin de support densifié à 95% de l'essai Proctor modifié et d'un épaulement en matériau de classe A densifié à 90% de l'essai Proctor modifié, jusqu'au trois quart de la hauteur du tuyau. Il est recommandé de ne pas densifier le coussin de granulaire sous la conduite sur une épaisseur de 150 mm et sur une largeur égale au tiers du diamètre pour une conduite circulaire et au deux tiers de la portée pour une conduite arquée.

- assise reposant sur le terrain naturel :

  Cette assise sur terrain naturel requiert un sol en place uniforme et exempt de blocs ou de cailloux. Dans le cas contraire ou lorsque le sol est constitué du socle rocheux, la conduite est placée sur un coussin de granulaire. Ce type d'assise doit être utilisé exclusivement pour les entrées privées.

Les dimensions et les spécifications des assises sont illustrées sur les dessins normalisés.

6.4.3 Remblayage

Le remblayage d'un ponceau constitue une étape importante lors de sa mise en place. Dans plusieurs cas, la capacité structurale du ponceau est fonction de la qualité du remblayage.

Ponceau rectangulaire en béton armé (PBA)

Le remblayage, tel qu'illustré au dessin normalisé, s'effectue jusqu'à 600 mm au-dessus de l'ouvrage avec des matériaux de classe A densifiés à 90% de l'essai Proctor modifié. Le remblayage complémentaire est réalisé avec des matériaux de classe B de gélivité semblable aux sols adjacents, densifiés à 90% de l'essai Proctor modifié.

Tuyau en béton armé (TBA)

- assise en matériau granulaire :

  Le remblayage au-dessus de l'assise (mi-hauteur de tuyau) s'effectue avec des matériaux de classe B de gélivité semblable aux sols adjacents, densifiés à 90% de l'essai Proctor modifié. La dimension des pierres ne doit pas dépasser 112 mm sur les 300 premiers mm autour de la conduite. Pour le premier mètre au-dessus de la conduite, les seuls équipements permis sont les dameuses, les plaques vibrantes et les rouleaux à tambour dont la charge totale appliquée ne dépasse pas 50 kN.

- assise sur terrain naturel :

  Le remblayage s'effectue avec les matériaux de classe B, densifiés à 90% de l'essai Proctor modifié. La dimension des pierres ne doit pas dépasser 112 mm sur les 300 premiers mm autour de la conduite.

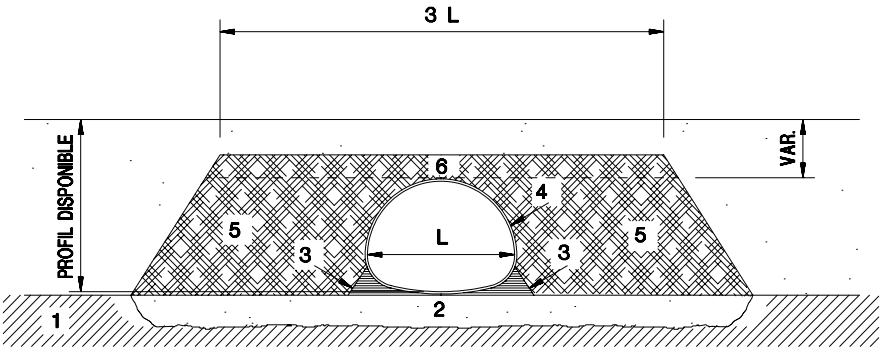
Tuyau en tôle ondulée (TTO) et en thermoplastique

La performance structurale de ce type d'ouvrage métallique dépend de l'interaction sol-métal. Une structure flexible bien remblayée développe une grande résistance. La sélection du sol de remblayage, la mise en place et le compactage sont les opérations les plus importantes dans la conception et la construction d'une structure flexible.

Les matériaux granulaires de classe A constituent habituellement le choix le plus approprié pour remblayer les tuyaux en tôle ondulée et en thermoplastique. Ces matériaux, en plus d'être drainants, ont l'avantage de contribuer à la stabilité structurale de l'ouvrage. Des précautions spécifiques doivent être prises afin d'éviter que du silt ou du sable très fin ne s'infiltre dans les ouvrages. L'installation d'une membrane géotextile autour des joints permet de pallier à ce problème.

La mise en place et le compactage des matériaux du remblai sous les hanches du tuyau constituent une étape importante du remblayage. Il est important de s'assurer que les matériaux sous les hanches sont fermement en contact avec la totalité de la surface inférieure du tuyau. La mise en place et le compactage des matériaux doivent se faire manuellement de façon à ce que la partie inférieure du tuyau soit bien entourée. Le reste du remblai doit être constitué par couches successives de 150 mm d'épaisseur. Chaque couche doit satisfaire aux normes en ce qui concerne le degré de compactage du sol. La figure 6.4.3 illustre les différentes composantes d'une structure flexible.

Pour les gros ouvrages, il convient d'effectuer manuellement le compactage du remblai contigu au tuyau même si, dans la plupart des cas, il est possible d'amener un compacteur lourd à faible distance. Tout changement dans les dimensions ou l'aplomb de l'ouvrage constitue un avertissement que les appareils lourds doivent s'éloigner de la structure. L'épandage doit se faire parallèlement et non perpendiculairement à l'ouvrage. Le compactage se fait de la même façon que pour les tuyaux ordinaires.



1 - Sol de fondation
2 - Coussin de support
3 - Hanches
4 - Structure flexible
5 - Remblais latéraux
6 - Recouvrement de protection

Note : Le coussin de support et les remblais latéraux constituent l'assise

Figure 6.4.3 Composantes d'une structure flexible

Le remblayage doit se faire uniformément des deux côtés de façon à éviter que le tuyau ne se resserre, ne roule d'un côté ou de l'autre ou ne se soulève. Lorsque le remblai de chaque côté du tuyau est à peu près à l'égalité du sommet de celui-ci, la technique de remblayage à utiliser consiste à appliquer successivement et à bien densifier de minces couches de matériel jusqu'à ce que le tuyau soit complètement recouvert. Un appareil léger est obligatoire pour effectuer le compactage des premières couches recouvrant le tuyau.

RÉFÉRENCES

1. Société Canadienne de Géotechnique. Manuel canadien d'ingénierie des fondations. 1989. 378 pages.

ANNEXE 6

CONSIDÉRATIONS GÉOTECHNIQUES

TABLE DES MATIÈRES

Tableau 6.2.1	Capacité portante admissible du socle rocheux	6A-1
Tableau 6.2.2	Capacité portante admissible des sols granulaires	6A-1
Tableau 6.2.3	Capacité portante admissible des sols fins et des sols organiques	6A-2

Tableau 6.2.1 Capacité portante admissible du socle rocheux

TYPE DE ROC	CAPACITÉ PORTANTE ADMISSIBLE ESTIMÉE (kPa)
Roches ignées et métamorphiques saines (telles les roches granitiques)	3000 à 10000
Roches sédimentaires saines (tels les grès, calcaires, et conglomérats)	1000 à 3000
Schistes et shales argileux sains	500

Tableau 6.2.2 Capacité portante admissible des sols granulaires

TYPE DE SOL	[1] CAPACITÉ PORTANTE ADMISSIBLE ESTIMÉE (kPa)
Gravier dense [2] Sable graveleux dense	300 min.
Gravier compact Sable graveleux compact	100 à 300
Gravier lâche Sable graveleux lâche	100 max.
Sable dense	150 min.
Sable compact	150 max.
Sable lâche	50 max

[1] : Ces valeurs tiennent compte de la présence de la nappe phréatique au niveau des fondations.

[2] : La compacité des sols est généralement déterminée à l'aide de l'essai de pénétration standard.

Tableau 6.2.3 Capacité portante admissible des sols fins et des sols organiques

TYPE DE SOL	[1] CAPACITÉ PORTANTE ADMISSIBLE ESTIMÉE (kPa)
Till (mélange hétérogène)	300 à 600
Argile raide [2]	150 à 300
Argile ferme	75 à 150
Argile molle Silt	75 max.
Argile très molle Silt très mou Sol organique	à évaluer

[1] : Les sols argileux et organiques sont exposés à des problèmes de stabilité et de tassement sous charge. Les sols silteux sont sujets à des problèmes de capacité portante.

[2] : La consistance de l'argile est généralement déterminée au scissomètre de chantier.

CHAPITRE 7

CONSIDÉRATIONS STRUCTURALES

TABLE DES MATIÈRES

7.1	**GÉNÉRALITÉS**	7-1
7.2	**CHARGES**	7-3
7.2.1	Structures rigides	7-3
7.2.2	Structures flexibles	7-3
7.2.3	Principales charges	7-4
7.3	**PONCEAU RECTANGULAIRE EN BÉTON ARMÉ (PBA)**	7-8
7.3.1	Critères de conception	7-8
7.3.2	Ponceau coulé en place	7-8
7.3.3	Ponceau préfabriqué	7-9
7.3.4	Plans types	7-9
7.4	**TUYAUX**	7-11
7.4.1	Généralités	7-11
7.4.2	Tuyau en béton armé (TBA)	7-14
7.4.3	Tuyau en tôle ondulée (TTO)	7-19
7.4.4	Tuyau en matière thermoplastique	7-22
RÉFÉRENCES		7-23

7.1 GÉNÉRALITÉS

Les ponceaux sont de petits ouvrages d'art généralement placés sous un remblai. Ils doivent être calculés pour supporter les charges qui les sollicitent, telles que la charge de sol, le poids propre de la structure et les surcharges routières.

Ce chapitre présente les critères principaux et les références nécessaires pour la conception structurale des ponceaux d'utilisation courante, soit le ponceau rectangulaire en béton armé (PBA), le tuyau circulaire en béton armé (TBA), le tuyau en tôle ondulée (TTO) ou en aluminium (TAO) et le tuyau en matière thermoplastique. Il précise également les dimensions et les limites de remblai couramment utilisées. Un calcul spécifique de ces éléments sera donc nécessaire pour des hauteurs de remblai peu courantes.

Les hauteurs de remblai mentionnées dans ce chapitre sont fonction des conditions de chargement de la surcharge routière CL-625.

La figure 7.1 illustre les types de ponceau d'usage courant. Ces structures, principalement le tuyau en béton armé, sont aussi utilisées pour la construction de réseaux de drainage en conduite fermée.

L'utilisation d'une forme de ponceau ou d'un aménagement non traité dans ce document nécessitera un calcul spécifique de la part du concepteur. Par ailleurs, l'utilisation éventuelle de tout nouveau type de ponceau doit être au préalable approuvée par le ministère des Transports selon les modalités prévues à cette fin.

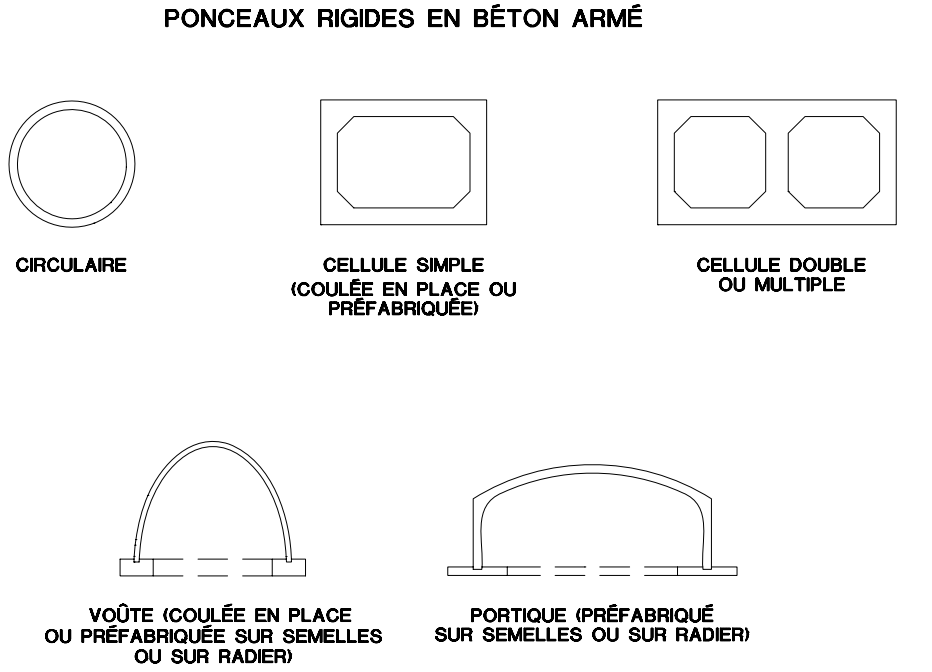


Figure 7.1 Types de ponceaux

7.2 CHARGES

Une structure installée sous un remblai est soumise à des charges qui influencent directement ses dimensions. Ces charges agissent sur la structure différemment selon que la structure est rigide ou flexible.

Il faut être très prudent lorsqu'il s'agit d'augmenter le remblai au-dessus d'un ponceau existant en rehaussant le profil de la route. Un calcul structural est nécessaire dans ces cas pour vérifier le comportement du ponceau existant. L'augmentation de la hauteur du remblai peut occasionner une charge supplémentaire qui dépassera la capacité structurale du ponceau.

7.2.1 Structures rigides

Dans cette catégorie de structures sont inclus presque uniquement les ponceaux en béton. Ces structures ne tolèrent pratiquement aucune déformation sous l'action des charges. Les principaux types de structures rigides sont les ponceaux rectangulaires en béton armé (PBA), coulés en place ou préfabriqués, et les tuyaux en béton armé (TBA). Les ponceaux voûtés en béton, préfabriqués ou coulés en place, font également partie de cette catégorie.

Les structures de cette catégorie sont conçues pour supporter les charges qui les sollicitent. Dans le cas des tuyaux en béton armé, la qualité du matériau de l'assise autour du ponceau est importante et influence la hauteur admissible du remblai. Le coussin de support permet d'obtenir une répartition adéquate des charges sur l'ensemble de la structure et d'éliminer les concentrations d'efforts. La figure 7.2.1 illustre ce principe.

La pente maximale recommandée pour l'installation des ponceaux rigides est de 6 %. Au-delà d'une pente de 3 %, les extrémités des ponceaux doivent être ancrées et des aménagements spéciaux pour dissiper l'énergie et améliorer le rendement hydraulique doivent être prévus.

7.2.2 Structures flexibles

Les structures flexibles sont des ouvrages composites constitués d'une paroi métallique ou thermoplastique entourée d'un certain volume de sol dont le rôle est fondamental dans le comportement de l'ouvrage. Les principales formes de structures flexibles existantes sont les ponceaux circulaires en tôle ondulée et en thermoplastique et les ponceaux arqués en tôle ondulée. Les ponceaux métalliques de petites dimensions, généralement d'une portée inférieure à 3000 mm, sont constitués d'éléments préfabriqués à joints agrafés dont les ondulations sont hélicoïdales. Les ponceaux de plus grandes dimensions sont constitués de tôles fortes ondulées (ponceau multiplaques) percées en usine et assemblées en place par boulonnage.

Ces structures sont relativement souples. Elles sont conçues et dimensionnées pour que, sous l'action des charges qui les sollicitent, elles puissent se déformer et prendre appui sur le massif de sol adjacent. Ceci implique que l'assise qui entoure le ponceau soit en mesure d'offrir la résistance nécessaire sans déformations excessives, faute de quoi des efforts inadmissibles peuvent se développer dans les parois. Pour les ponceaux métalliques de forme arquée et elliptique, des contraintes très élevées sont transmises dans le sol autour des zones de faibles rayons de courbure. La répartition des charges sur une structure flexible est illustrée à la figure 7.2.2a.

Pour ces raisons, il est nécessaire de considérer l'assise qui entoure le ponceau comme faisant partie intégrante de la structure. Ce volume de sol est très important tant sur les côtés que sur le dessus du ponceau. Le volume de sol adjacent au ponceau peut être sollicité sur une largeur au moins égale à la portée du ponceau.

Pour assurer aux ouvrages un comportement conforme aux hypothèses de calcul et permettre la répartition des charges sollicitant la chaussée, le ponceau doit être recouvert d'une épaisseur minimale de remblai. Ce recouvrement est fonction des caractéristiques de la structure. La figure 7.2.2b illustre les principales composantes d'une structure flexible et l'importance du remblayage.

Longitudinalement, ce type d'ouvrage peut généralement supporter des tassements différentiels relativement importants. Il est possible d'en tenir compte en donnant une cambrure au ponceau lors de l'installation. La pente maximale d'installation recommandée est de 2 % pour ce type de ponceau.

7.2.3 Principales charges

7.2.3.1 Charge permanente

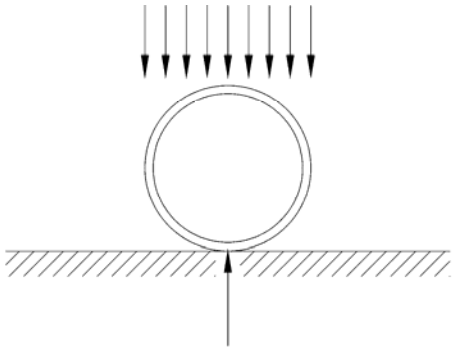
La charge de sol au-dessus du ponceau et le poids propre de la structure font partie intégrante de la charge permanente. La charge de sol doit être calculée selon le type d’installation.

7.2.3.2 Surcharge

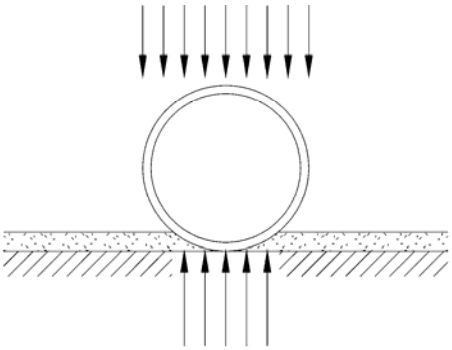
La surcharge routière CL-625 doit être prise en compte dans la conception des ponceaux. Son influence varie en fonction de la hauteur du remblai. Ainsi, plus la hauteur du remblai est élevée, moins l’effet de la surcharge routière se fait sentir sur le ponceau (voir figure 7.2.3).

7.2.3.3 Charges de séismes

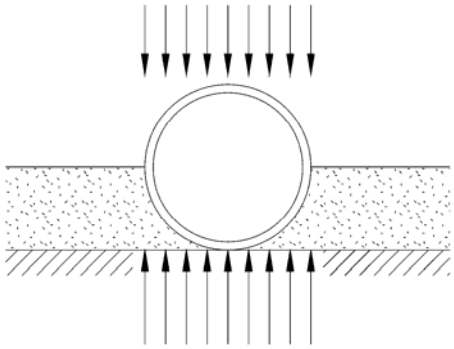
Selon l’endroit géographique, il faut appliquer les charges de séismes correspondant au rapport d’accélération spécifié à l’annexe A 3.1.7 du code CAN/CSA-S6-00.



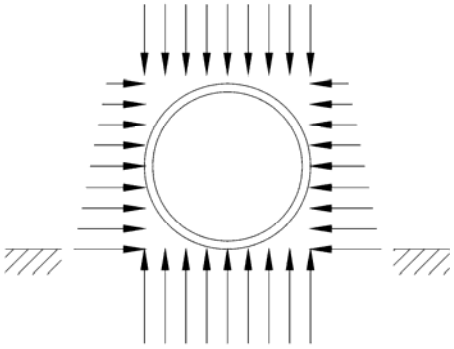
AUCUN COUSSIN DE SUPPORT.
GRANDE CONCENTRATION D'EFFORTS
SOUS LA STRUCTURE.



COUSSIN DE SUPPORT AGISSANT
SUR LA MOITIÉ DE LA LARGEUR.



COUSSIN DE SUPPORT AGISSANT
SUR TOUTE LA LARGEUR.



COUSSIN DE SUPPORT AGISSANT
SUR TOUTE LA LARGEUR ET BON
COMPACTAGE LATÉRAL.

Figure 7.2.1 Répartition des charges sur une structure rigide

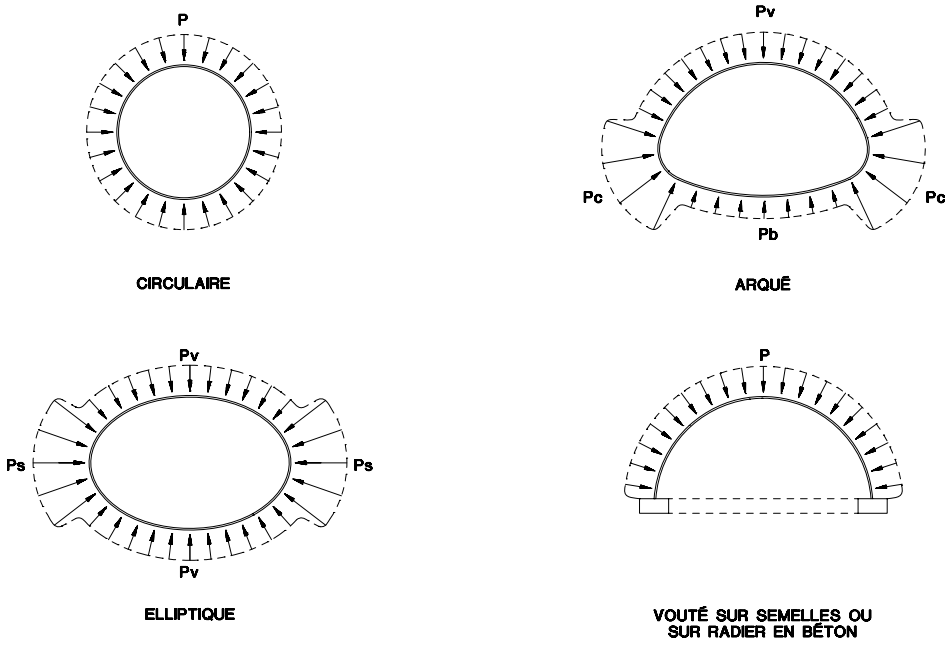
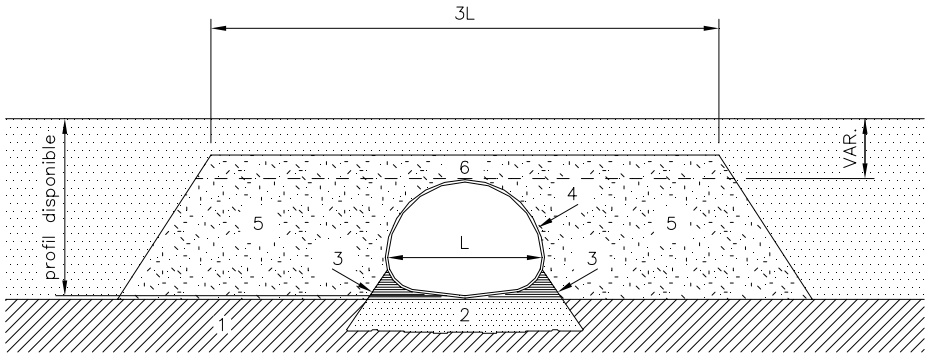


Figure 7.2.2a Répartition des charges sur une structure flexible



1 - Sol de fondation
2 - Coussin de support
3 - Hanches
4 - Structure flexible
5 - Remblais latéraux
6 - Recouvrement de protection

Note : Le coussin de support et les remblais latéraux constituent l'assise

Figure 7.2.2b Composantes d'une structure flexible

Révision 1 : 2006-05

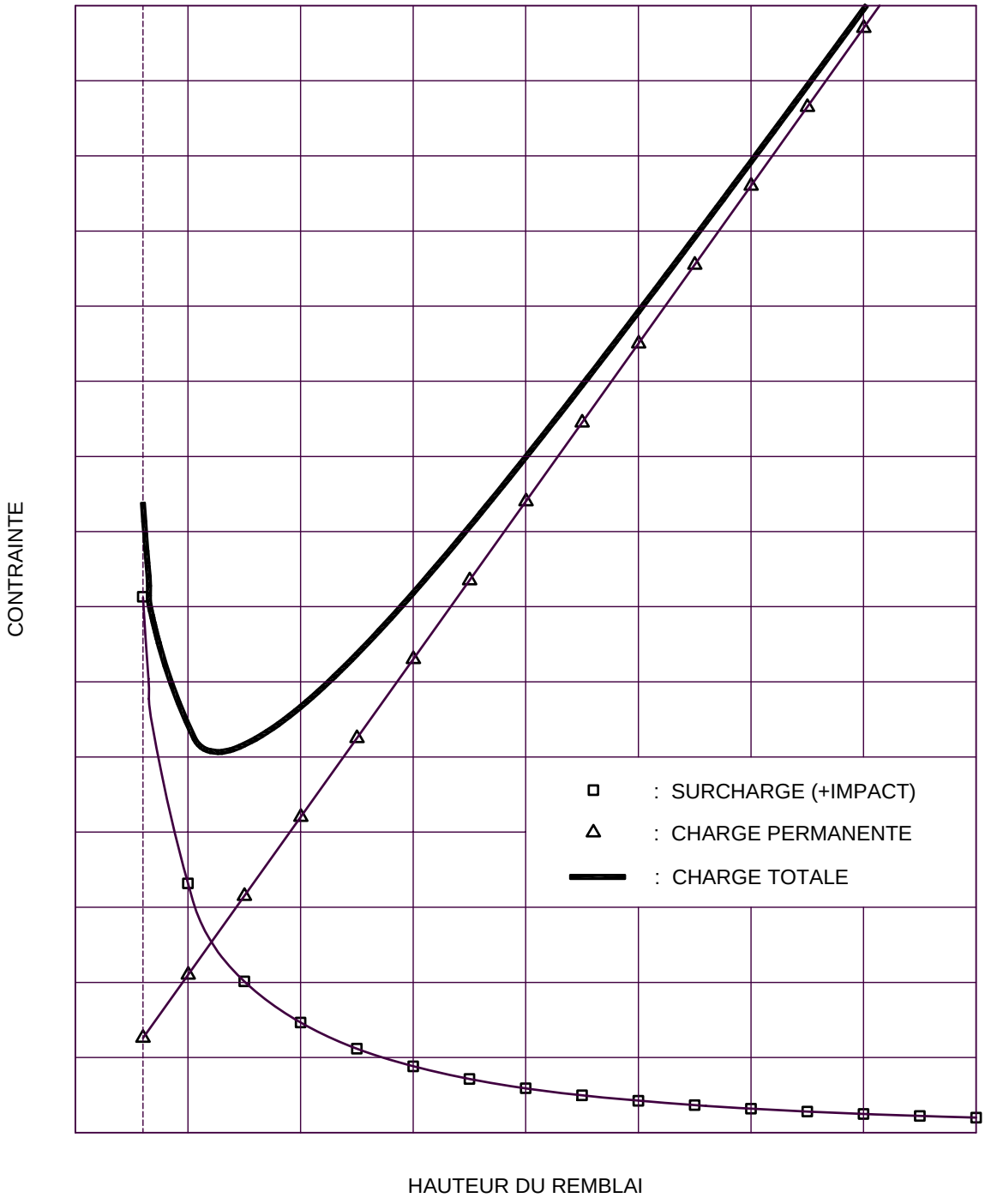


Figure 7.2.3 Charge permanente et surcharge

7.3 PONCEAU RECTANGULAIRE EN BÉTON ARMÉ (PBA)

7.3.1 Critères de conception

Les critères de conception retenus pour effectuer les calculs structuraux de ces ouvrages réfèrent à la méthode de calcul aux états limites et aux normes les plus récentes. Les états limites sont définis comme des états au-delà desquels une structure cesse de satisfaire aux conditions pour lesquelles elle a été conçue et calculée initialement.

Radier

L'épaisseur du radier d'un ponceau coulé en place mesure 25 mm de plus que celle d'un ponceau préfabriqué, pour tenir compte des exigences concernant l'enrobage de l'armature des dalles de béton coulées sur le sol.

Goussets

Les goussets sont situés à chaque coin du ponceau. Ils ont pour but de mieux distribuer les efforts de flexion et de cisaillement par une utilisation rationnelle des matériaux.

Imperméabilisation

La dalle supérieure d'un ponceau recouvert d'un remblai de moins d'un mètre doit être protégée par une membrane d'étanchéité de type 3.

Les joints de dilatation pour les ponceaux coulés en place et les joints entre les éléments des ponceaux préfabriqués doivent être recouverts d'une membrane d'étanchéité autocollante de type 3. Le rôle de cette membrane est d'empêcher l'infiltration de l'eau et des particules fines à travers les joints.

7.3.2 Ponceau coulé en place

Le ponceau coulé en place est construit par sections d'une longueur maximale de 12 m. Les sections sont séparées par un joint de dilatation. L'armature de la dalle, des murs et du radier ne doit pas être continue vis-à-vis ce joint, mais des goujons doivent être prévus pour relier les sections du radier.

Lors d'interruption du bétonnage, il faut prévoir un joint de construction localisé et réalisé selon les exigences des plans ou s'assurer que le béton sera continu lors de la reprise du bétonnage par la pose d'un enduit ou d'un coulis collant, adhérent.

7.3.3 Ponceau préfabriqué

Le ponceau préfabriqué, constitué d'éléments en béton armé, est fabriqué en usine et assemblé sur le chantier. Les éléments peuvent être à la longueur choisie par l'entrepreneur en accord avec le fabricant. Cependant, la longueur minimale d'un élément doit être de 1 m. La longueur maximale doit être fixée en tenant compte des contraintes de fabrication en usine, de transport, d'équipement de mise en place et d'organisation de chantier.

Les éléments d'extrémité des ponceaux en biais doivent respecter certaines contraintes. La longueur minimale du côté court doit être de 600 mm, pourvu que le côté long mesure au moins 1 m. En tenant compte de la contrainte précédente, il faut vérifier que la masse ou les dimensions d'un élément ne dépassent pas les exigences de transport et de sa mise en place sur le chantier.

Lorsque les éléments d'extrémité des ponceaux en biais ne peuvent être préfabriqués, ils doivent être coulés en place et inclure alors les parafouilles et les murets tels que représentés sur les plans types des ponceaux coulés en place.

Joint

Le type de joint prévu entre chaque élément préfabriqué est conçu de façon à permettre un emboîtement qui empêche le déplacement des éléments les uns par rapport aux autres.

Un mastic d'étanchéité doit être placé à l'emboîture. Une barre lisse en forme de U doit être prévue pour maintenir l'alignement des éléments pendant la mise en place. Une membrane d'étanchéité doit être installée sur le joint entre les sections et, dans les cas où des tassements sont prévisibles, une membrane géotextile doit recouvrir le joint à partir du dessus des semelles.

7.3.4 Plans types

Des plans types sont disponibles pour les ponceaux rectangulaires en béton armé coulés en place ou préfabriqués. Au nombre de 4, ils ont été conçus pour couvrir l'ensemble des ponceaux rectangulaires normalisés. Chaque plan contient les informations communes à tous les ponceaux. Il doit être complété avec les données spécifiques à chaque ponceau, c’est-à-dire les dimensions des ponceaux et les quantités d'armature et de béton. Les plans types généraux (spécimen), les tableaux contenant les informations spécifiques à chaque ponceau et la procédure pour compléter les plans sont regroupés à l'annexe 7.

Révision 1 : 2006-05

L'ouverture libre des ponceaux rectangulaires varie entre 1,2 et 6 m. La hauteur libre varie entre 0,9 et 4,5 m pour les ponceaux coulés en place et de 0,9 à 3,5 m pour les ponceaux préfabriqués. Cette hauteur varie par tranche de 300 ou de 500 mm. L'épaisseur minimale des parois est de 200 mm.

Les ponceaux rectangulaires ont été conçus pour supporter une hauteur de remblai variant de 600 mm jusqu'à la hauteur spécifiée aux tableaux. Pour des hauteurs supérieures, un calcul spécifique doit être effectué.

Le ponceau rectangulaire ne doit pas être converti en portique par le remplacement du radier par des semelles. Le ponceau ne doit jamais être tourné de 90° de façon à ce que la largeur devienne la hauteur. Pour chacune de ces situations, il faut effectuer un nouveau calcul structural. Des calculs structuraux spécifiques doivent être effectués pour des ouvertures supérieures à 6 m.

7.4 TUYAUX

7.4.1 Généralités

7.4.1.1Condition d’installation

La condition d'installation d'un tuyau influence les charges qui agissent sur lui. La mise en place s'effectue généralement en tranchée ou en remblai telle qu'illustrée à la figure 7.4.1. Les spécifications pour chaque type d'installation sont indiquées au tableau 7.4.1.

Tableau 7.4.1 Condition d'installation

Condition d'installation	Description
En tranchée	L'élévation finale du remblayage est inférieure ou égale à l'élévation du terrain naturel.
En remblai	L'élévation finale du remblayage est supérieure à l'élévation du terrain naturel.
Projection positive	Le ponceau est posé directement sur le sol ou est enfoui jusqu'à un maximum égal à son diamètre.
Projection nulle	Ouverture d'une large tranchée, puis creusage d'une sous-tranchée de façon que le dessus du tuyau soit au niveau du dessus de cette sous-tranchée.
Projection négative	Même cas que le précédent, sauf que le dessus du tuyau est plus bas que le niveau du dessus de la sous-tranchée.
Noyau compressible	Pour des hauteurs de remblai de 5 m et plus, il est possible d’installer un noyau compressible qui permet de diminuer les charges sur le ponceau.

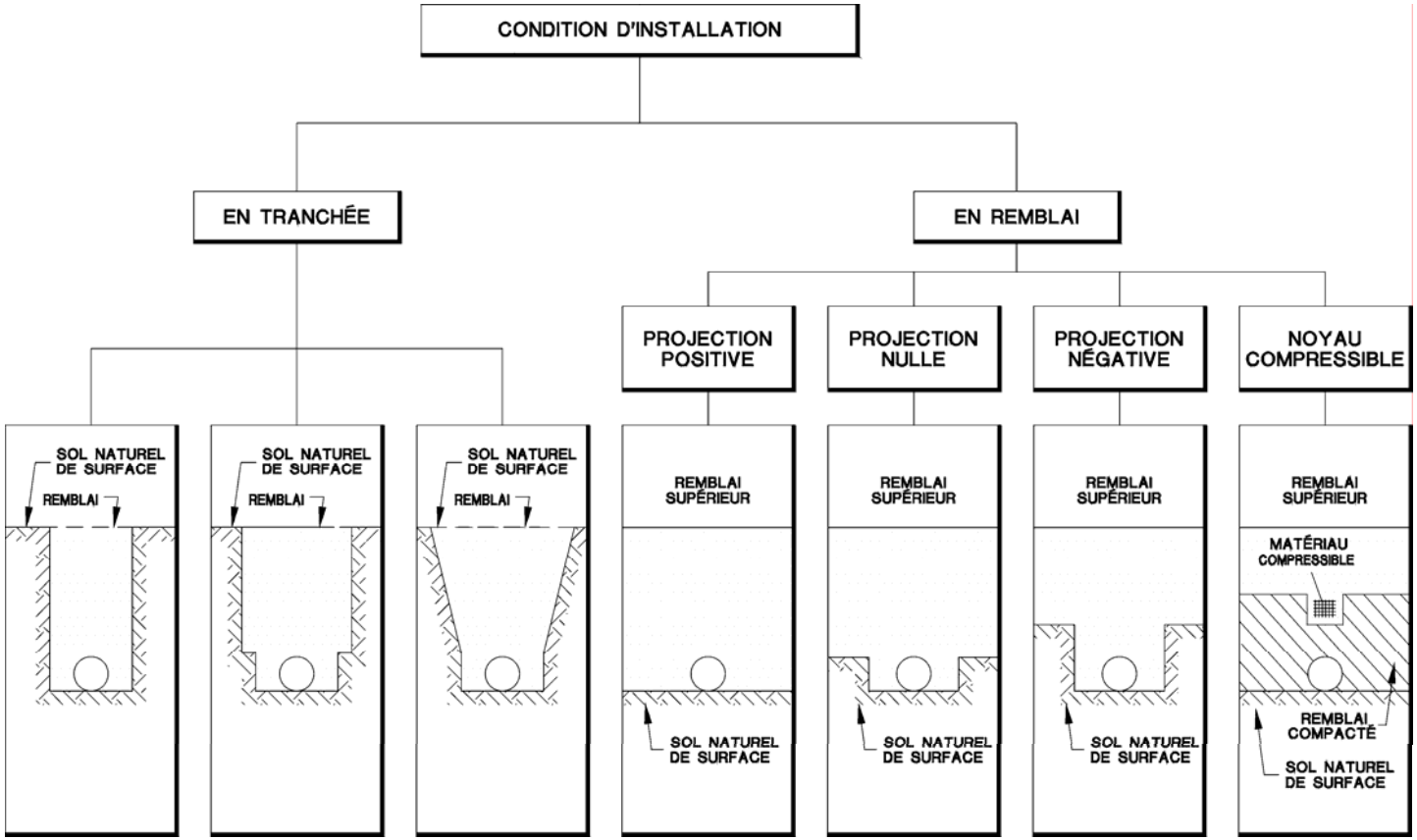


Figure 7.4.1 Condition d'installation (en tranchée ou en remblai)

L'installation en tranchée ou en remblai est déterminée par l'élévation finale du profil de la route par rapport à celle du terrain naturel. L'installation en tranchée est principalement utilisée pour la mise en place de conduites d'égout pluvial et d'aqueduc ou pour le remplacement de conduites existantes.

L'installation en remblai est utilisée principalement pour la construction de ponceaux qui reposent au niveau du lit du cours d'eau ou lors de remplacement de ponceaux.

7.4.1.2 Installation de ponceaux multiples

L'installation de conduites multiples consiste en la pose de deux tuyaux ou plus dans une seule tranchée ou dans un seul remblai. Ce type d'installation peut être utilisé pour conserver les niveaux d'eau bas dans les cas de rivières larges.

L'espacement minimal requis entre les ponceaux installés à un même niveau dépend principalement des critères structuraux, de la stabilité du remblai et des équipements de compactage utilisés lors de la mise en place. Cet espacement minimal est particulièrement important pour les structures flexibles, dont la capacité structurale dépend du sol adjacent. De façon générale, l'espacement minimal suggéré entre deux ponceaux correspond à la portée du plus grand des ponceaux (minimum de 1000 mm). Une étude spécifique doit être effectuée pour diminuer l'espacement minimal suggéré. La figure 7.4.2 illustre l'espacement minimal à respecter lors de l'installation de ponceaux multiples.

Pour des conduites multiples installées dans une tranchée unique, le type de chargement peut varier d'une condition de tranchée simple à une condition de remblai ou être une combinaison des deux. Une analyse géométrique de chaque installation est nécessaire pour déterminer les types de chargement qui s'exercent sur chaque conduite.

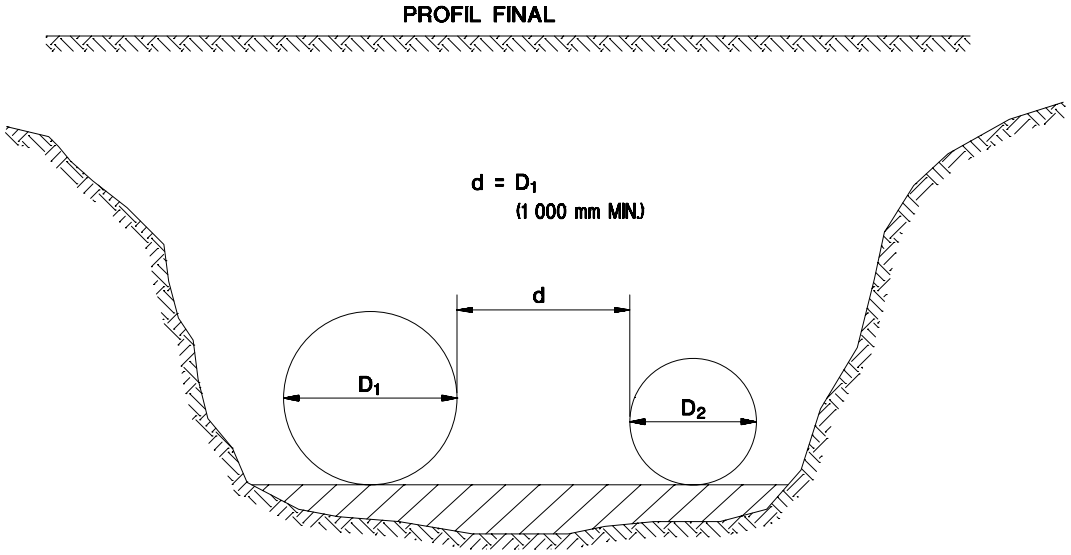


Figure 7.4.2 Espacement minimal – Ponceaux multiples

7.4.2 Tuyau en béton armé (TBA)

7.4.2.1 Critères de conception

La conception structurale d'un tuyau de béton armé doit comprendre les six étapes suivantes :

1- déterminer la charge de sol (kN/m^2) au-dessus du tuyau;
2- déterminer la charge due à la surcharge routière (camion CL-625);
3- choisir le type d'assise approprié;
4- déterminer le facteur de charge;
5- appliquer un facteur de sécurité;
6- choisir la classe du tuyau.

Charge de sol

La charge de sol prise en compte est calculée à l'aide du design data #40 de l'ACPA.

Facteur de charge

Le facteur de charge est le rapport entre la résistance du tuyau installé et sa résistance déterminée par l'essai des trois génératrices (norme ASTM C76). Cet essai consiste à appliquer des charges concentrées au sommet et au radier du tuyau sans support latéral. Il détermine la résistance structurale propre du tuyau, exprimée en N/m/mm.

Facteur de sécurité

Un facteur de sécurité doit être prévu dans le calcul de la charge puisque la résistance du tuyau, une fois installé, dépend des conditions d'installation qui sont souvent indépendantes de la volonté du concepteur. Les valeurs appliquées comme facteur de sécurité sont basées sur des jugements d'ingénierie et sur l'expérience de chantier. Pour les tuyaux en béton armé, le facteur de sécurité est de 1.0, si le critère de fissuration est de 0.3 mm. À l'état limite ultime, le facteur de sécurité est de 1.5.

Classe de tuyau

Le calcul d'un tuyau en béton armé est régi par deux critères pour garantir sa résistance structurale, qui varie en fonction de la classe du tuyau.

La charge qui produit une première fissure de 0.3 mm est la charge minimale en N/m/mm de diamètre intérieur du tuyau que celui-ci doit soutenir en compression suivant la méthode des trois génératrices sans développer de fissures plus grandes que 0.3 mm par mètre de longueur; la charge ultime est la charge minimale exprimée en N/m/mm que le tuyau doit pouvoir porter avant l'écrasement suivant la méthode précitée. Le tableau 7.4.2 indique les valeurs minimales à la fissuration de 0.3 mm et à l'écrasement.

Tableau 7.4.2 Résistance requise selon la classe de tuyau en béton armé

Classe du tuyau normalisée	**Charge minimale (*) ASTM C76 en N/m/mm de diamètre**	
	$D_{0.3}$	**D_{ultime}**
III	65	100
IV	100	150
V	140	175

(*) Charge $D_{min.}$ à l'essai en compression suivant la méthode des trois génératrices.

Joint

Les joints à chaque élément des tuyaux doivent être recouverts d'une membrane géotextile d'une largeur de 1.0 m et d'une longueur égale à quatre fois le diamètre extérieur du tuyau.

7.4.2.2 Type d'assise

L'assise est constituée des matériaux qui entourent le ponceau et forment le coussin de support et les remblais latéraux, jusqu'à la mi-hauteur du tuyau au maximum. Les caractéristiques de l'assise influencent directement la hauteur de remblai admissible au-dessus du tuyau. Les assises pour les tuyaux en béton armé, valides pour les installations en tranchée et en remblai, sont classifiées en deux types différents, illustrés à la figure 7.4.3.

Assise en matériau granulaire (réseau routier)

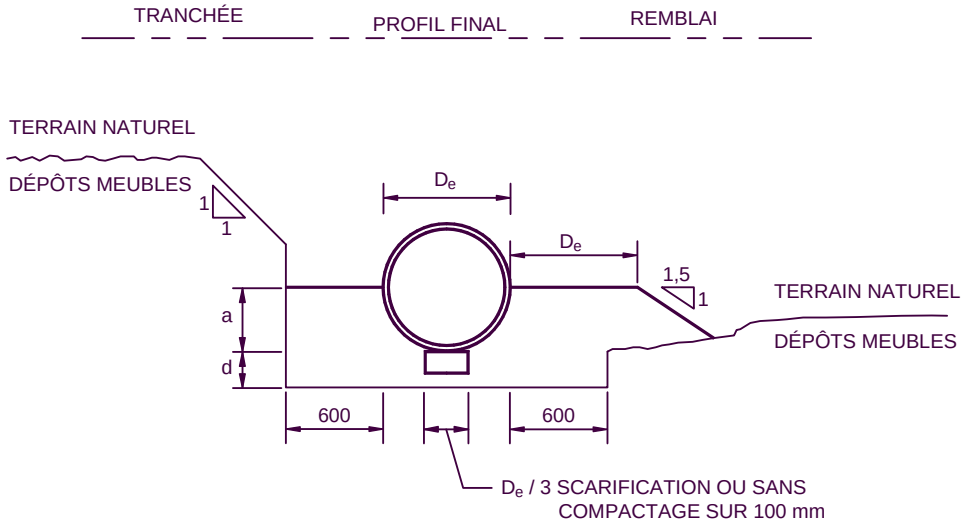
Ce type correspond à l'assise en matériau granulaire des normes de construction du MTQ. Le remblai situé dans la moitié inférieure du tuyau et le coussin de support sont composés d'un matériau granulaire densifié à 95 % de l'essai Proctor modifié. Les calculs ont été effectués avec un sol densifié à 90 %.

Assise sur terrain naturel (entrée privée)

Ce type correspond à l'assise sur terrain naturel pour les entrées privées des normes du MTQ et n’exige aucun compactage.

Dans certains cas particuliers où on veut obtenir une meilleure capacité portante pour de plus grandes hauteurs de remblai, il est possible d’avoir recours à des assises où le remblai situé dans le quart inférieur du tuyau est composé d'un remblai sans retrait. Un remblai sans retrait est un matériau de remblayage à densité contrôlée, c'est-à-dire que la densité du matériau n'exige aucun compactage pour obtenir une capacité de support suffisante. Le coussin de support est composé d'un matériau granulaire densifié à 95 % de l'essai Proctor modifié.

ASSISE EN MATÉRIAU GRANULAIRE (Réseau routier)



a : $D_e/2$
d : Épaisseur du coussin de support

ASSISE SUR TERRAIN NATUREL (Entrée privée)

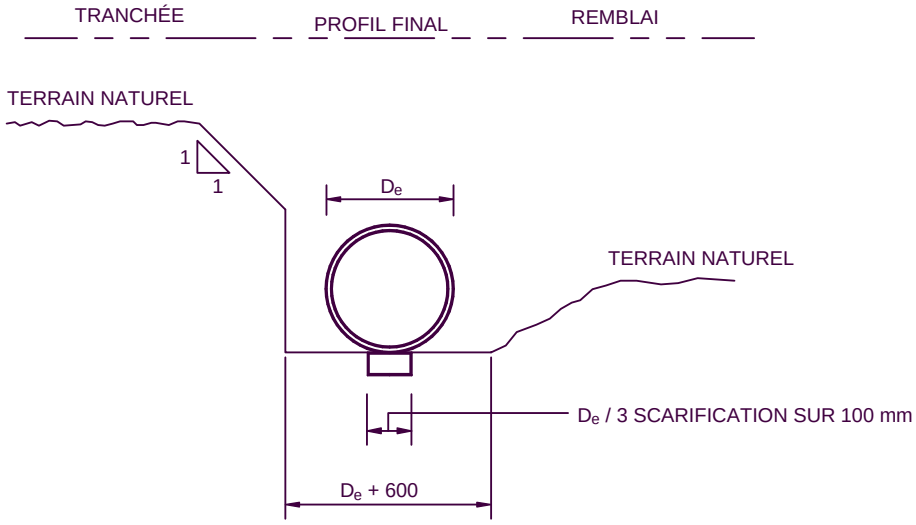


Figure 7.4.3 Types d'assises

7.4.2.3 Dimensions courantes

Les dimensions courantes des tuyaux en béton armé varient de 600 mm à 3000 mm. Les figures 4.5-1a et b de la norme du MTQ (Ouvrages d'art, Tome III, chapitre 4) donnent les hauteurs admissibles de remblai en fonction du diamètre des tuyaux pour les deux types d'assises et ce, pour les tuyaux en béton armé (TBA) ou non armé (TBNA). Les hauteurs normalisées de remblai ont été déterminées pour une conduite installée en projection positive, soit la condition la plus défavorable pour le calcul structural. Le tableau 7.4.3 indique les valeurs des différents coefficients utilisés pour déterminer les hauteurs admissibles de remblai.

Tableau 7.4.3 Calcul des hauteurs admissibles de remblai
Valeurs des coefficients utilisés

Coefficients		Valeurs
r_{sd}	facteur de tassement du sol	0.5
p	facteur de projection	1
K	coefficient de pression latérale de Rankine	0.33
μ	coefficient de frottement entre le sol de remblayage et les parois de la tranchée	0.6
γ	poids volumique du sol de remblayage	21 kN/m^3

Pour des hauteurs de remblai supérieures, un calcul spécifique doit être effectué.

7.4.3 Tuyau en tôle ondulée (TTO)

Les tuyaux en tôle ondulée comprennent les tuyaux en tôle d'acier galvanisée (TTOG) ou aluminisée (TTOA) et ceux en tôle d'aluminium (TAO). Ces tuyaux sont regroupés dans la catégorie des structures flexibles. Ils sont disponibles en éléments préfabriqués à joints agrafés ou constitués de tôles fortes ondulées (multiplaques) à assembler sur le terrain.

7.4.3.1 Critères de conception

Les ouvrages considérés dans le présent chapitre n'incluent pas les tuyaux de tôles fortes de la catégorie des super-portées. Le calcul structural de ces ponceaux doit être fait individuellement pour chaque projet.

La déformation admissible lors de l'installation doit être conforme aux exigences du CCDG.

Tuyau de forme circulaire

La conception des tuyaux en tôle ondulée de forme circulaire doit respecter les étapes suivantes :

1- déterminer la charge de sol (kN/m^2) au-dessus du tuyau;
2- déterminer la charge due à la surcharge routière (camion CL-625);
3- calculer la compression annulaire, c'est-à-dire la pression radiale agissant sur les parois du tuyau;
4- déterminer la contrainte admissible de la tôle;
5- calculer l'épaisseur de la tôle requise pour supporter les charges;
6- vérifier le facteur de flexibilité, c'est-à-dire la rigidité minimale requise pour la manutention et l'installation du tuyau sur le chantier.

Le calcul structural doit tenir compte des types d'assises et des critères de calculs utilisés dans les normes.

Tuyau de forme arquée, voûtée et elliptique

La conception des tuyaux en tôle ondulée de forme arquée, voûtée ou elliptique doit respecter les six étapes mentionnées pour les tuyaux de forme circulaire; il faut de plus déterminer les pressions exercées dans les coins en fonction de la capacité portante du sol de fondation.

Joint

Les raccords pour les ponceaux en tôle ondulée sont du type à collier en tôle ondulée ou partiellement ondulée ou universel à cran. Les joints doivent être recouverts d'une membrane géotextile d'une largeur de 1 m et d'une longueur égale à 4 fois le diamètre pour les tuyaux circulaires et à 4 fois le diamètre équivalent pour les tuyaux arqués.

7.4.3.2 Dimensions courantes

Les dimensions, les types d'ondulations, les épaisseurs des tôles et les hauteurs maximales admissibles de remblai au-dessus des tuyaux en tôle ondulée en acier et en aluminium varient pour chaque structure. Le tableau 7.4.4 résume les dimensions, les caractéristiques des ondulations et les épaisseurs des tôles pour chaque type de ponceau. Les figures 4.5-2, 4.5-3 et 4.5-4 de la norme du MTQ (Ouvrages d'art, Tome III, chap. 4) regroupent les différentes caractéristiques des ponceaux les plus courants.

Le choix de l'épaisseur de la tôle dépend de l'importance des charges à supporter, de la résistance requise aux déformations lors de la manutention et des contraintes de corrosion et d'abrasion.

Les hauteurs admissibles de remblai sur les ponceaux à sections circulaires ont été vérifiées jusqu'à une certaine hauteur. Les calculs pour ces hauteurs admissibles ont été effectués avec les critères établis dans les normes sur les ponceaux. Pour des hauteurs de remblai supérieures, un calcul spécifique doit être effectué.

Tableau 7.4.4 Dimensions normalisées des ponceaux en tôle ondulée

Type de ponceau	Dimensions (mm)	Ondulations (mm)	Épaisseur des tôles (mm)
CIRCULAIRE			
joints agrafés			
acier	450 @ 2000 1400 @ 3600	68 x 13 125 x 25	1.6 @ 4.2 1.6 @ 3.5
aluminium	500 @ 1600 1800 @ 3000	68 x 13 76 x 25	1.6 @ 3.5 2.0 @ 3.5
multiplaques	1500 @ 7710	152 x 51	3.0 @ 7.0
ARQUÉ			
joints agrafés			
acier	450 x 340 @ 2360 x 1525	68 x 13	1.6 @ 4.2
aluminium	450 x 340 @ 2130 x 1400	68 x 13	1.6 @ 4.2
multiplaques	2060 x 1520 @ 6250 x 3910	152 x 51	3.0 @ 7.0
ELLIPTIQUE			
multiplaques	1570 x 1430 @ 6340 x 4050	152 x 51	3.0 @ 7.0
VOÛTÉ			
multiplaques	1520 x 760 @ 6100 x 3050	152 x 51	3.0 @ 7.0

7.4.4 Tuyau en matière thermoplastique

7.4.4.1 Critères de conception

Les tuyaux en thermoplastique comprennent les tuyaux à paroi lisse intérieure ou extérieure, à paroi lisse intérieure et à paroi annelée à l'extérieur. Les matériaux constituants ces tuyaux sont le polychlorure de vinyle (PVC) et le polyéthylène (PE).

Ces tuyaux entrent dans la catégorie des tuyaux flexibles. Le calcul de la charge permanente et des surcharges au-dessus du tuyau se détermine de la même manière que pour les tuyaux en tôle ondulée.

La pente maximale d'installation doit être conforme aux exigences de la norme du MTQ (Ouvrages d’art, Tome III, chapitre 4). La déformation admissible lors de l'installation doit être conforme aux exigences du CCDG.

Joint

Les raccords doivent être constitués du même type de matériau que les tuyaux. Les joints sont recouverts d'une membrane géotextile de 1 m de largeur et de longueur égale à 4 fois le diamètre du tuyau.

7.4.4.2 Dimensions courantes

Les dimensions courantes des tuyaux normalisés en thermoplastique de forme circulaire varient de 600 à 1200 mm.

Les hauteurs admissibles de remblai sur ces tuyaux varient de 600 mm minimum à 5 m; elles sont calculées suivant les critères établis dans les normes des ponceaux.

RÉFÉRENCES

NORMES :

ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION (CSA)
CAN/CSA-S6-00 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers »

BUREAU DE NORMALISATION DU QUÉBEC (BNQ)
1809-300 « Travaux de construction – Clauses techniques générales – Conduites d'eau potable et d'égout »

ANNEXE 7

CONSIDÉRATIONS STRUCTURALES

TABLE DES MATIÈRES

PONCEAUX RECTANGULAIRES EN BÉTON ARMÉ COULÉS EN PLACE ET PRÉFABRIQUÉS

Procédure pour compléter un plan type 7A-1

Description générale et barres d'armature :

Tableau	7.3.4a	Série H101 à H104	7A-7
Tableau	7.3.4b	Série H105 à H113	7A-9
Tableau	7.3.4c	Série H114 à H121	7A-11
Tableau	7.3.4d	Série H122 à H129	7A-13
Tableau	7.3.4e	Série H130 à H141	7A-15
Tableau	7.3.4f	Série H142 à H145	7A-17
Tableau	7.3.4g	Série H146 à H154	7A-19
Tableau	7.3.4h	Série H155 à H163	7A-21
Tableau	7.3.4i	Série H164 à H171	7A-23
Tableau	7.3.4j	Série H172 à H183	7A-25
Tableau	7.3.4k	Série H184 à H194	7A-27
Tableau	7.3.4l	Série H501 à H504	7A-29
Tableau	7.3.4m	Série H505 à H513	7A-31
Tableau	7.3.4n	Série H514 à H521	7A-33
Tableau	7.3.4o	Série H522 à H529	7A-35
Tableau	7.3.4p	Série H530 à H535	7A-37
Tableau	7.3.4q	Série H536 à H539	7A-39
Tableau	7.3.4r	Série H540 à H548	7A-41
Tableau	7.3.4s	Série H549 à H557	7A-43
Tableau	7.3.4t	Série H558 à H565	7A-45
Tableau	7.3.4u	Série H566 à H573	7A-47
Tableau	7.3.4v	Série H574 à H578	7A-49

Plans types PT213-xx :

Figure	7.3.4a	Plan type PT213-11	7A-51
Figure	7.3.4b	Plan type PT213-12	7A-53
Figure	7.3.4c	Plan type PT213-13	7A-55
Figure	7.3.4d	Plan type PT213-14	7A-57
Figure	7.3.4e	EXEMPLE	7A-63

ANNEXE DU CHAPITRE 7

PONCEAUX RECTANGULAIRES EN BÉTON ARMÉ

Procédure pour compléter un plan type

Les plans types, au nombre de quatre, ont été conçus pour couvrir l'ensemble des ponceaux rectangulaires normalisés de type caisson.

La liste des plans types est donnée au tableau suivant.

Tableau 7.1-1 Liste des plans types des ponceaux rectangulaires en béton armé

Coulé en place	
$L < 2$ m, forme rectangulaire	PT213-11
$L \geq 2$ m, forme rectangulaire	PT213-12
Préfabriqué	
$L < 2$ m, forme rectangulaire	PT213-13
$L \geq 2$ m, forme rectangulaire	PT213-14

L : ouverture libre
H : hauteur libre

Les tableaux 7.3.4a à 7.3.4v contiennent les données pour compléter les plans types. Le plan type à utiliser est indiqué sur chacun des tableaux. Tel qu'indiqué au titre de chacun des tableaux, les données qu'ils contiennent sont valides pour les ponceaux construits dans les zones sismiques dont la valeur du rapport d'accélération (A) est égale ou inférieure à 0,2 (A = 0,2 au titre du tableau) ou se situe entre 0,2 et 0,4 (A = 0,4 au titre du tableau). Pour les ponceaux avec une ouverture de 6 mètres, un seul tableau est prévu par type de ponceau. Ces derniers sont valides pour toutes les valeurs de A possibles au Québec.

Les valeurs du rapport d'accélération sismique sont indiquées au tableau A3.1.7 « pression du vent de référence et zone sismiques » de la norme CAN/CSA-S6-00 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

Les ponceaux coulés en place sont identifiés par les numéros H101 à H194 tandis que ceux préfabriqués le sont par les numéros H501 à H578.

Pour faire la sélection d'un ponceau dans les différents tableaux (7.3.4a à 7.3.4v), on sélectionnera dans un premier temps le tableau approprié selon que l'on désire un ponceau de type coulé en place ou préfabriqué et en fonction de la valeur du rapport d'accélération sismique « A » au site du projet. Ces données se retrouvent au titre du tableau.

Par la suite, dans la partie 1 des tableaux, on choisit le numéro du ponceau au moyen de l'ouverture libre (L), de la hauteur libre (H) et de la hauteur du remblai sur le ponceau. Les données à utiliser pour compléter les plans types sont comprises dans la partie 1 – « Description générale » et dans la partie 2 – « Barres d'armature », identifiées par le même numéro de ponceau.

Le plan type spécifié dans les tableaux doit être complété à l'aide des informations suivantes :

1- CARACTÉRISTIQUES

- Béton type [a]
  mettre V

- La capacité requise du sol en service (ÉLUT) [b] en kPa se trouve dans la partie 1 du tableau.

- La capacité requise du sol sous les charges pondérées (ÉLUL) [c] se trouve dans la partie 1 du tableau.

- Remblai [d] m.

  La hauteur maximale de remblai sur le ponceau projeté. Cette valeur ne doit pas dépasser la hauteur maximale de remblai qui se trouve dans la partie 1 du tableau pour le numéro de ponceau choisi.

- Épaisseur minimale d'enrobage de l'armature est de [e]

  mettre 60 pour un ponceau coulé en place;
  mettre 50 pour un ponceau préfabriqué;
  mettre 75 pour un ponceau coulé en place ou préfabriqué lorsqu'il est en contact avec de l'eau salée; dans ce cas, l'épaisseur des parois doit être augmentée.

2- JOINT (pour les ponceaux préfabriqués)

- Compléter le dimensionnement du joint en mettant dans les deux rectangles [g] la valeur de $\frac{T-50}{2}$

3- COUPE TYPE

- Dimensions générales

  Les valeurs de L, H et T sont données dans la partie 1 du tableau.

- Autres dimensions

  Mettre à la place de [f] , la valeur de T+25 pour un ponceau coulé en place.

- Armature

  L'espacement des barres d'armature se trouve dans la partie 2 du tableau.

4- BORDEREAU D'ARMATURE

- Le bordereau d'armature est complété à l'aide des valeurs données dans la partie 2 du tableau.

- Un ponceau faisant une longueur totale supérieure à 12 m doit être formé d'au moins deux sections de longueurs identiques, inférieures ou égales à 12 m.

- La longueur des barres à inscrire au bordereau d'armature des plans est obtenue de différentes façons. Pour certaines barres, cette valeur est directement donnée au tableau du ponceau. Pour d'autres, il suffit d'additionner les valeurs de A et B données au même tableau. Finalement, pour les barres dont le type donné au bordereau d'armature du plan du ponceau concerné est 2A ou 3A, un rayon minimal de 20 fois le diamètre est requis pour le pliage, ce qui a une incidence sur la longueur de ces barres. Pour ces dernières, il faut calculer leur longueur en fonction de leur diamètre et du type de pliage en utilisant les indications suivantes :

Barre no	LONGUEUR	
	TYPE 2A	**TYPE 3A**
15	A + B - 155	A + 2B - 310
20	A + B - 190	A + 2B - 380
25	A + B - 245	A + 2B - 490
30	A + B - 290	A + 2B - 585

- Les calculs des longueurs des barres d'armature longitudinale des murets et des parafouilles doivent tenir compte de l'angle du biais (α) :

  Longueur = ((L + 2T) - 150)/cos α

  α : L'angle entre la face, vue en plan, du bout du ponceau et la perpendiculaire à l'axe longitudinal du ponceau.

  La masse de chaque barre d'armature se calcule de la façon suivante :

  Masse (kg) = longueur x nombre x masse linéique

  Les masses linéiques des barres d'armature nos 10, 15, 20 et 25 sont les suivantes :

Barre no	Masse linéique (kg/mm)
10	0,000785
15	0,00157
20	0,002355
25	0,003925

5- ESTIMATION DES QUANTITÉS ET DES COÛTS

Une estimation préliminaire peut être réalisée en utilisant les quantités fournies dans la partie 1 des tableaux.

Exemple : Ponceau 3 000 x 2 400 x 250 mm coulé en place d'une longueur de 12 500 mm et situé dans une zone sismique où A = 0,2. Ces données nous réfèrent au ponceau H117 du tableau 7.3.4c.

- béton au mètre de ponceau 3,16 x 600,00 $/m^3 = 1 896,00 $
- armature au mètre de ponceau 480 x 1,75 $/kg = 840,00 $

2 736,00 $/m

muret et parafouille aux deux extrémités

- béton 2,21 m^3 x 600,00 $/m^3 = 1 326,00 $
- armature 177 kg x 1,75 $/kg = 309,75 $

1 635,75 $

Prix pour un ponceau de 12 500 mm de longueur

(12,50 m x 2 736,00 $/m) + 1 635,75 $ = 35 835,75 $

Les coûts d'estimation se trouvent sur le site de la Direction des structures.

Tableau 7.3.4a Ponceaux rectangulaires en béton armé coulés en place (série H101 à H104)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,2

PLAN TYPE PT213-11

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets		ÉLUT *	ÉLUL *
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)		
H101	1200	900	200	600	3000	1,12	135	1,01	82	110	180
H102	1200	900	200	3000	8000	1,12	143	1,01	82	235	410
H103	1800	900	200	600	4700	1,38	180	1,39	112	160	235
H104	1800	1200	200	600	4700	1,50	191	1,39	112	160	250

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3	Barre P4			Barre P5			Barre P6			Barre P7		
	esp.	A	B	esp.	long.	no	long.	esp.	long.	no	esp.	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B
H101	250	1480	840	250	1480	15	500	250	840	15	250	800	15	250	1480	15	250	1480	1000
H102	250	1480	840	240	1480	15	500	250	840	15	250	800	15	200	1480	15	210	1480	1000
H103	190	2080	840	180	2080	15	500	250	840	15	250	800	15	190	2080	15	210	2080	1000
H104	210	2080	1140	170	2080	15	500	250	1140	15	250	800	15	170	2080	15	210	2080	1000

Tableau 7.3.4b Ponceaux rectangulaires en béton armé coulés en place (série H105 à H113)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,2

PLAN TYPE PT213-12

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets			
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)	ÉLUT *	ÉLUL *
H105	2000	1500	200	600	3200	1,70	335	1,51	124	125	180
H106	2000	1500	250	3200	5000	2,19	363	1,58	127	180	265
H107	2000	1500	300	5000	7100	2,71	402	1,64	131	250	350
H108	2400	1200	250	600	4500	2,25	360	1,83	148	160	240
H109	2400	1500	250	600	4500	2,40	379	1,83	148	160	250
H110	2400	1800	250	600	4500	2,55	397	1,83	148	165	270
H111	2500	2000	250	600	3400	2,70	440	1,89	155	125	200
H112	2500	2000	300	3400	4800	3,32	477	1,95	159	165	260
H113	2500	2000	350	4800	6100	3,97	506	2,02	162	200	320

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3		Barre P4			Barre P5				Barre P6			Barre P7			Barre P8			Barre P9		
	esp.	long.	no	esp.	long.	no	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B	no	esp.	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A=B	no	esp.	long.	no
H105	250	1700	15	170	2280	20	450	15	250	1440	15	250	1150	1440	20	250	1150	15	180	2280	20	210	1150	15	250	1700	15
H106	250	1625	15	160	2380	20	700	15	250	1440	15	250	1250	1440	20	250	1250	15	170	2380	20	190	1250	15	250	1625	15
H107	250	1550	15	200	2480	25	900	15	250	1440	15	250	1350	1440	20	250	1350	15	160	2480	20	230	1350	20	250	1550	15
H108	250	1600	15	190	2780	20	700	15	250	1140	15	230	1200	1140	20	250	1000	15	190	2780	20	230	1200	20	250	1600	15
H109	250	1600	15	180	2780	20	700	15	250	1440	15	160	1200	1440	15	250	1000	15	170	2780	20	160	1200	15	250	1600	15
H110	250	1600	15	180	2780	20	700	15	250	1740	15	170	1200	1740	15	250	1000	15	170	2780	20	170	1200	15	250	1600	15
H111	250	2025	15	200	2880	25	700	15	250	1940	15	190	1250	1940	15	250	1250	15	160	2880	20	190	1250	15	250	2125	15
H112	250	1950	15	200	2980	25	900	15	220	1940	15	190	1350	1940	15	250	1350	15	210	2980	25	160	1350	15	250	2050	15
H113	250	1875	15	190	3080	25	1100	15	230	1940	15	180	1450	1940	15	250	1450	15	200	3080	25	210	1450	20	250	1975	15

Révision 1 : 2006-05

Tableau 7.3.4c Ponceaux rectangulaires en béton armé coulés en place (série H114 à H121)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,2

PLAN TYPE PT213-12

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
	L	H	T	de	à	Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets		ÉLUT *	ÉLUL *
						Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)		
H114	3000	1500	250	600	3000	2,71	425	2,21	177	130	190
H115	3000	1800	250	600	3000	2,86	447	2,21	177	135	200
H116	3000	2100	250	600	3000	3,01	470	2,21	177	140	210
H117	3000	2400	250	600	2800	3,16	480	2,21	177	135	215
H118	3000	2500	250	600	2100	3,21	540	2,21	178	115	165
H119	3000	2500	300	2100	3300	3,93	558	2,27	186	140	205
H120	3000	2500	350	3300	4300	4,68	583	2,33	190	170	250
H121	3000	2500	400	4300	5500	5,46	625	2,39	193	190	310

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3		Barre P4			Barre P5				Barre P6			Barre P7			Barre P8			Barre P9		
	esp.	long.	no	esp.	long.	no	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B	no	esp.	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A=B	no	esp.	long.	no
H114	250	2200	15	170	3380	20	700	15	250	1440	15	220	1200	1440	20	250	1000	15	180	3380	20	220	1200	20	250	2200	15
H115	250	2200	15	170	3380	20	700	15	250	1740	15	220	1200	1740	20	250	1000	15	180	3380	20	220	1200	20	250	2200	15
H116	250	2200	15	160	3380	20	700	15	250	2040	15	220	1200	2040	20	250	1000	15	170	3380	20	220	1200	20	250	2200	15
H117	250	2200	15	170	3380	20	700	15	250	2340	15	220	1200	2340	20	250	1000	15	180	3380	20	220	1200	20	250	2200	15
H118	230	2525	15	200	3380	25	700	15	180	2440	15	230	1250	2440	20	230	1250	15	210	3380	25	180	1250	15	250	2625	15
H119	230	2450	15	190	3480	25	900	15	180	2440	15	180	1350	2440	15	230	1350	15	200	3480	25	160	1350	15	250	2550	15
H120	240	2375	15	180	3580	25	1100	15	190	2440	15	180	1450	2440	15	240	1450	15	190	3580	25	220	1450	20	250	2475	15
H121	240	2300	15	170	3680	25	1300	15	190	2440	15	170	1550	2440	15	240	1550	15	180	3680	25	190	1550	20	250	2400	15

Révision 1 : 2006-05

Tableau 7.3.4d Ponceaux rectangulaires en béton armé coulés en place (série H122 à H129)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,2

PLAN TYPE PT213-12

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets			
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)	ÉLUT *	ÉLUL *
H122	4000	2000	300	600	2200	4,26	586	2,90	236	130	185
H123	4000	2000	400	2200	4000	5,88	720	3,02	248	170	250
H124	4000	2500	300	600	2200	4,56	636	2,90	236	135	200
H125	4000	2500	400	2200	4000	6,28	772	3,02	248	175	270
H126	4000	3000	300	600	2000	4,86	640	2,90	236	130	205
H127	4000	3000	400	2000	3900	6,68	798	3,02	248	175	280
H128	4000	3500	300	600	1800	5,16	675	2,90	236	130	210
H129	4000	3500	400	1800	3600	7,08	766	3,02	248	170	280

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3		Barre P4			Barre P5				Barre P6			Barre P7			Barre P8			Barre P9		
	esp.	long.	no	esp.	long.	no	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B	no	esp.	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A=B	no	esp.	long.	no
H122	200	2700	15	160	4480	20	900	15	220	1940	15	200	1500	1940	20	220	1200	15	170	4480	20	200	1300	20	170	3100	15
H123	180	2500	15	200	4680	25	1300	15	160	1940	15	160	1700	1940	20	160	1400	15	210	4680	25	180	1500	20	180	3000	20
H124	200	2700	15	210	4480	25	900	15	220	2440	15	200	1500	2440	20	220	1200	15	170	4480	20	200	1300	20	160	3100	15
H125	180	2500	15	190	4680	25	1300	15	160	2440	15	160	1700	2440	20	160	1400	15	190	4680	25	180	1500	20	180	3000	20
H126	210	2700	15	160	4480	20	900	15	220	2940	15	210	1500	2940	20	220	1200	15	180	4480	20	210	1300	20	230	3100	20
H127	160	2500	15	190	4680	25	1300	15	160	2940	15	180	1700	2940	20	160	1400	15	190	4680	25	180	1500	20	180	3000	20
H128	210	2700	15	170	4480	20	900	15	220	3440	15	210	1500	3440	20	220	1200	15	190	4480	20	190	1300	20	190	3100	20
H129	160	2500	15	210	4680	20	1300	15	160	3440	15	200	1700	3440	20	160	1400	15	210	4680	25	180	1500	20	180	3000	20

Révision 1 : 2006-05

Tableau 7.3.4e Ponceaux rectangulaires en béton armé coulés en place (série H130 à H141)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,2

PLAN TYPE PT213-12

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets			
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)	ÉLUT *	ÉLUL *
H130	5000	2000	400	600	2500	6,71	880	3,65	298	140	195
H131	5000	2000	500	2500	4000	8,65	886	3,78	310	180	255
H132	5000	2500	400	600	2300	7,11	866	3,65	298	140	200
H133	5000	2500	500	2300	3900	9,15	1033	3,78	310	180	270
H134	5000	3000	400	600	2300	7,51	899	3,65	298	150	220
H135	5000	3000	500	2300	3800	9,65	1061	3,78	310	180	280
H136	5000	3500	400	600	2300	7,91	944	3,65	298	150	230
H137	5000	3500	500	2300	3700	10,15	1096	3,78	310	185	290
H138	5000	4000	400	600	2300	8,31	984	3,65	298	155	250
H139	5000	4000	500	2300	3600	10,65	1118	3,78	310	185	300
H140	5000	4500	400	600	2100	8,71	1033	3,65	298	150	250
H141	5000	4500	500	2100	3100	11,15	1149	3,78	310	170	285

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3		Barre P4			Barre P5				Barre P6			Barre P7			Barre P8			Barre P9		
	esp.	long.	no	esp.	long.	no	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B	no	esp.	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A=B	no	esp.	long.	no
H130	230	3500	20	200	5680	25	1300	20	160	1940	15	230	1700	1940	25	160	1400	15	180	5680	25	230	1600	25	200	3800	20
H131	210	3800	20	180	5880	20	1700	20	120	1940	15	210	1800	1940	25	120	1600	15	180	5880	20	210	1800	25	210	3800	20
H132	210	3500	20	200	5680	25	1300	20	160	2440	15	170	1700	2440	20	160	1400	15	200	5680	25	170	1600	20	210	3800	20
H133	180	3800	20	180	5880	25	1700	20	180	2440	20	230	1800	2440	25	180	1600	20	180	5880	25	230	1800	25	150	3800	20
H134	240	3500	20	190	5680	25	1300	20	240	2940	20	180	1700	2940	20	240	1400	20	190	5680	25	180	1600	20	200	3800	20
H135	180	3800	20	170	5880	25	1700	20	180	2940	20	250	1800	2940	25	180	1600	20	180	5880	25	250	1800	25	150	3800	20
H136	240	3500	20	190	5680	25	1300	20	240	3440	20	170	1700	3440	20	240	1400	20	200	5680	25	170	1600	20	190	3800	20
H137	180	3800	20	170	5880	25	1700	20	180	3440	20	160	1800	3440	20	180	1600	20	180	5880	25	150	1800	20	150	3800	20
H138	240	3500	20	190	5680	25	1300	20	240	3940	20	170	1700	3940	20	240	1400	20	200	5680	25	170	1600	20	170	3800	20
H139	180	3800	20	180	5880	25	1700	20	180	3940	20	170	1800	3940	20	180	1600	20	180	5880	25	150	1800	20	150	3800	20
H140	240	3500	20	200	5680	25	1300	20	240	4440	20	170	1700	4440	20	240	1400	20	200	5680	25	150	1600	20	150	3800	20
H141	180	3800	20	180	5880	25	1700	20	180	4440	20	180	1800	4440	20	180	1600	20	180	5880	25	150	1800	20	150	3800	20

Tableau 7.3.4f Ponceaux rectangulaires en béton armé coulés en place (série H142 à H145)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,4

PLAN TYPE PT213-11

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets			
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)	ÉLUT *	ÉLUL *
H142	1200	900	200	600	3000	1,12	135	1,01	82	120	190
H143	1200	900	200	3000	7800	1,12	151	1,01	82	260	395
H144	1800	900	200	600	4000	1,38	180	1,39	112	145	230
H145	1800	1200	200	600	4000	1,50	187	1,39	112	150	240

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3	Barre P4			Barre P5			Barre P6			Barre P7		
	esp.	A	B	esp.	long.	no	long.	esp.	long.	no	esp.	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B
H142	250	1480	840	250	1480	15	500	250	840	15	250	800	15	250	1480	15	250	1480	1000
H143	250	1480	840	180	1480	15	500	250	840	15	250	800	15	170	1480	15	190	1480	1000
H144	210	2080	840	170	2080	15	500	250	840	15	250	800	15	170	2080	15	210	2080	1000
H145	250	2080	1140	160	2080	15	500	250	1140	15	250	800	15	160	2080	15	210	2080	1000

Tableau 7.3.4g Ponceaux rectangulaires en béton armé coulés en place (série H146 à H154)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,4

PLAN TYPE PT213-12

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
	L	H	T	de	à	Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets		ÉLUT *	ÉLUL *
						Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)		
H146	2000	1500	200	600	2900	1,70	324	1,51	124	120	180
H147	2000	1500	250	2900	4500	2,19	357	1,58	127	170	250
H148	2000	1500	300	4500	6400	2,71	390	1,64	131	230	340
H149	2400	1200	250	600	3400	2,25	385	1,83	148	135	210
H150	2400	1500	250	600	3300	2,40	376	1,83	148	135	200
H151	2400	1800	250	600	3300	2,55	398	1,83	148	135	200
H152	2500	2000	250	600	3000	2,70	419	1,89	155	125	180
H153	2500	2000	300	3000	4200	3,32	436	1,95	159	165	260
H154	2500	2000	350	4200	5600	3,97	481	2,02	162	200	320

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3		Barre P4			Barre P5				Barre P6			Barre P7			Barre P8			Barre P9		
	Esp.	long.	no	esp.	long.	no	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B	no	esp.	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A=B	no	esp.	long.	no
H146	210	1700	15	180	2280	20	450	15	250	1440	15	210	1150	1440	15	250	1150	15	190	2280	20	210	1150	15	250	1700	15
H147	230	1625	15	170	2380	20	700	15	250	1440	15	230	1250	1440	15	250	1250	15	180	2380	20	230	1250	20	250	1625	15
H148	200	1550	15	160	2480	20	900	15	250	1440	15	200	1350	1440	15	250	1350	15	170	2480	20	200	1350	20	250	1550	15
H149	190	2025	15	160	2780	20	700	15	240	1140	15	190	1250	1140	15	240	1250	15	200	2780	20	190	1250	20	250	2025	15
H150	220	2025	15	200	2780	20	700	15	250	1440	15	220	1250	1440	15	250	1250	15	190	2780	20	220	1250	20	250	2025	15
H151	220	2025	15	190	2780	20	700	15	250	1740	15	220	1250	1740	15	250	1250	15	180	2780	20	230	1250	20	250	2025	15
H152	250	1875	15	160	2880	20	700	15	250	1940	15	250	1250	1940	20	250	1250	15	170	2880	20	250	1250	15	250	1975	15
H153	250	1950	15	160	2980	20	900	15	250	1940	15	250	1350	1940	20	250	1350	15	160	2980	20	250	1350	15	250	2050	15
H154	250	2025	15	200	3080	25	1100	15	250	1940	15	250	1450	1940	20	250	1450	15	160	3080	20	250	1450	20	250	2125	15

Tableau 7.3.4h Ponceaux rectangulaires en béton armé coulés en place (série H155 à H163)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,4

PLAN TYPE PT213-12

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets			
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)	ÉLUT *	ÉLUL *
H155	3000	1500	250	600	2300	2,71	466	2,21	177	115	190
H156	3000	1800	250	600	2300	2,86	483	2,21	177	115	190
H157	3000	2100	250	600	2200	3,01	488	2,21	177	115	190
H158	3000	2400	250	600	2200	3,16	515	2,21	177	115	195
H159	3000	2400	350	2200	4000	4,61	539	2,33	190	165	260
H160	3000	2500	250	600	2100	3,21	534	2,21	178	115	165
H161	3000	2500	300	2100	2900	3,93	533	2,27	186	130	185
H162	3000	2500	350	2900	3900	4,68	555	2,33	190	160	265
H163	3000	2500	400	3900	4900	5,46	630	2,39	193	175	300

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3		Barre P4			Barre P5				Barre P6			Barre P7			Barre P8			Barre P9		
	esp.	long.	no	esp.	long.	no	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B	no	esp.	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A=B	no	esp.	long.	no
H155	190	2625	15	180	3380	20	700	15	200	1440	15	190	1250	1440	20	200	1250	15	170	3380	20	190	1250	20	250	2625	15
H156	200	2625	15	170	3380	20	700	15	210	1740	15	200	1250	1740	20	210	1250	15	170	3380	20	200	1250	20	250	2625	15
H157	220	2625	15	170	3380	20	700	15	220	2040	15	220	1250	2040	20	220	1250	15	160	3380	20	220	1250	20	250	2625	15
H158	210	2625	15	170	3380	20	700	15	210	2340	15	210	1250	2340	20	210	1250	15	160	3380	20	210	1250	20	250	2625	15
H159	170	2475	15	170	3580	20	1000	15	220	2340	15	170	1450	2340	15	220	1450	15	160	3580	20	200	1450	20	250	2475	15
H160	220	2375	15	200	3380	25	700	15	220	2440	15	220	1250	2440	20	220	1250	15	210	3380	25	190	1250	15	250	2475	15
H161	230	2450	15	210	3480	25	900	15	230	2440	15	230	1350	2440	20	230	1350	15	210	3480	25	230	1350	15	250	2550	15
H162	230	2525	15	200	3580	25	1100	15	230	2440	15	230	1450	2440	20	230	1450	15	200	3580	25	230	1450	15	250	2625	15
H163	240	2300	15	190	3680	25	1300	15	160	2440	15	240	1550	2440	20	160	1550	15	200	3680	25	190	1550	20	250	2400	15

Révision 1 : 2006-05

Tableau 7.3.4i Ponceaux rectangulaires en béton armé coulés en place (série H164 à H171)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,4

PLAN TYPE PT213-12

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets			
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)	ÉLUT *	ÉLUL *
H164	4000	2000	300	600	1600	4,26	643	2,90	236	115	155
H165	4000	2000	400	1600	3000	5,88	680	3,02	248	135	195
H166	4000	2500	300	600	1500	4,56	731	2,90	236	120	160
H167	4000	2500	400	1500	2900	6,28	694	3,02	248	135	210
H168	4000	3000	300	600	1400	4,86	715	2,90	236	120	160
H169	4000	3000	400	1400	2800	6,68	708	3,02	248	135	210
H170	4000	3500	300	600	1400	5,16	758	2,90	236	120	165
H171	4000	3500	400	1400	2700	7,08	805	3,02	248	135	210

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3		Barre P4			Barre P5				Barre P6			Barre P7			Barre P8			Barre P9		
	esp.	long.	no	esp.	long.	no	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B	no	esp.	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A=B	no	esp.	long.	no
H164	160	3550	15	160	4480	20	900	15	160	1940	15	160	1350	1940	20	160	1350	15	210	4480	20	160	1350	20	250	3550	20
H165	160	3400	15	160	4680	20	1300	15	160	1940	15	160	1550	1940	20	160	1550	15	200	4680	20	160	1550	20	250	3400	20
H166	170	3550	15	160	4480	20	900	15	170	2440	15	170	1350	2440	25	170	1350	15	200	4480	20	170	1350	20	250	3550	20
H167	160	3400	15	210	4680	25	1300	15	170	2440	15	160	1550	2440	15	170	1550	15	200	4680	20	160	1550	20	250	3400	20
H168	160	3550	15	160	4480	20	900	15	170	2940	15	160	1350	2940	20	170	1350	15	200	4480	20	160	1350	20	250	3550	20
H169	170	3400	15	180	4680	20	1300	15	160	2940	15	160	1550	2940	15	160	1550	15	180	4680	20	160	1550	20	250	3400	20
H170	160	3550	15	160	4480	20	900	15	160	3440	15	160	1350	3440	20	160	1350	15	200	4480	20	160	1350	20	250	3550	20
H171	160	3400	15	210	4680	25	1300	15	160	3440	15	160	1550	3440	15	160	1550	15	190	4680	25	160	1550	20	250	3400	20

Révision 1 : 2006-05

Tableau 7.3.4j Ponceaux rectangulaires en béton armé coulés en place (série H172 à H183)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,4

PLAN TYPE PT213-12

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
	L	H	T	de	à	Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets		ÉLUT *	ÉLUL *
						Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)		
H172	5000	2000	400	600	2000	6,71	883	3,65	298	125	170
H173	5000	2000	500	2000	2800	8,65	885	3,78	310	135	200
H174	5000	2500	400	600	1900	7,11	920	3,65	298	125	170
H175	5000	2500	500	1900	2700	9,15	904	3,78	310	135	200
H176	5000	3000	400	600	1900	7,51	969	3,65	298	125	180
H177	5000	3000	500	1900	2600	9,65	931	3,78	310	135	200
H178	5000	3500	400	600	1800	7,91	998	3,65	298	130	200
H179	5000	3500	500	1800	2500	10,15	1016	3,78	310	135	210
H180	5000	4000	400	600	1700	8,31	1054	3,65	298	130	200
H181	5000	4000	500	1700	2400	10,65	1036	3,78	310	135	210
H182	5000	4500	400	600	1700	8,71	1134	3,65	298	135	200
H183	5000	4500	500	1700	2400	11,15	1073	3,78	310	140	230

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3		Barre P4			Barre P5				Barre P6			Barre P7			Barre P8			Barre P9		
	esp.	long.	no	esp.	long.	no	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B	no	esp.	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A=B	no	esp.	long.	no
H172	250	4400	20	200	5680	25	1300	20	250	1940	20	180	1550	1940	25	250	1550	20	180	5680	25	180	1550	20	250	4400	20
H173	250	4250	20	200	5880	25	1750	20	250	1940	20	160	1750	1940	20	250	1750	20	190	5880	25	160	1750	20	250	4250	20
H174	250	4400	20	190	5680	25	1300	20	250	2440	20	190	1550	2440	25	250	1550	20	180	5680	25	190	1550	20	250	4400	20
H175	250	4250	20	200	5880	25	1750	20	250	2440	20	180	1750	2440	20	250	1750	20	180	5880	25	180	1750	20	250	4250	20
H176	250	4400	20	190	5680	25	1300	20	250	2940	20	190	1550	2940	25	250	1550	20	170	5680	25	190	1550	20	250	4400	20
H177	250	4250	20	190	5880	25	1750	20	250	2940	20	200	1750	2940	20	250	1750	20	170	5880	25	200	1750	20	250	4250	20
H178	250	4400	20	190	5680	25	1300	20	250	3440	20	200	1550	3440	25	250	1550	20	170	5680	25	200	1550	20	250	4400	20
H179	250	4250	20	190	5880	25	1750	20	250	3440	20	160	1750	3440	20	250	1750	20	170	5880	25	160	1750	20	250	4250	20
H180	250	4400	20	190	5680	25	1300	20	250	3940	20	190	1550	3940	25	250	1550	20	170	5680	25	190	1550	20	250	4400	20
H181	250	4250	20	190	5880	25	1750	20	250	3940	20	170	1750	3940	20	250	1750	20	170	5880	25	170	1750	20	250	4250	20
H182	250	4400	20	190	5680	25	1300	20	250	4440	20	170	1550	4440	25	250	1550	20	170	5680	25	170	1550	20	250	4400	20
H183	250	4250	20	190	5880	25	1750	20	250	4440	20	170	1750	4440	20	250	1750	20	170	5880	25	170	1750	20	250	4250	20

Tableau 7.3.4k Ponceaux rectangulaires en béton armé coulés en place (série H184 à H194)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,2 et 0,4

PLAN TYPE PT213-12

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets		ÉLUT *	ÉLUL *
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)		
H184	6000	2000	400	600	1300	7,53	1132	4,28	348	120	150
H185	6000	2500	400	600	1300	7,93	1207	4,28	348	125	190
H186	6000	2500	550	1300	2100	11,34	1213	4,47	363	125	175
H187	6000	3000	400	600	1200	8,33	1274	4,28	348	125	165
H188	6000	3000	500	1200	1700	10,68	1189	4,41	360	115	170
H189	6000	3500	450	600	1500	9,94	1300	4,35	356	130	175
H190	6000	3500	550	1500	1900	12,44	1280	4,47	363	125	185
H191	6000	4000	450	600	1400	10,39	1378	4,35	356	135	180
H192	6000	4000	550	1400	1900	12,99	1249	4,47	363	125	190
H193	6000	4500	450	600	1300	10,84	1337	4,35	356	135	185
H194	6000	4500	550	1300	1800	13,54	1291	4,47	363	125	200

Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3		Barre P4			Barre P5				Barre P6			Barre P7			Barre P8			Barre P9		
	esp.	long.	no	esp.	long.	no	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B	no	esp.	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A=B	no	esp.	long.	no
H184	180	5300	20	170	6680	25	1300	20	250	1940	20	180	1550	1940	30	250	1550	20	170	6680	25	180	1550	25	210	5400	20
H185	160	5400	20	180	6680	30	1300	20	250	2440	20	160	1550	2440	25	250	1550	20	180	6680	25	160	1550	25	220	5400	20
H186	240	5175	20	170	6980	30	1950	20	180	2440	20	210	1850	2440	25	180	1850	20	170	6980	25	240	1850	25	250	5175	20
H187	160	5300	20	190	6680	30	1300	20	160	2940	20	160	1550	2940	25	160	1550	20	190	6680	30	160	1550	20	250	5400	20
H188	180	5150	20	190	6880	30	1750	20	180	2940	20	180	1750	2940	20	180	1750	20	190	6880	30	180	1750	20	250	5250	20
H189	180	5225	20	190	6780	30	1500	20	180	3440	20	180	1650	3440	25	180	1650	20	180	6780	30	180	1650	20	250	5325	20
H190	180	5075	20	190	6980	30	1950	20	180	3440	20	180	1850	3440	20	180	1850	20	170	6980	30	180	1850	20	250	5175	20
H191	170	5225	20	190	6780	30	1500	20	170	3940	20	170	1650	3940	25	170	1650	20	180	6780	30	170	1650	20	250	5325	20
H192	190	5175	20	180	6980	25	1950	20	180	3940	20	180	1850	3940	20	180	1850	20	190	6980	30	170	1850	20	250	5175	20
H193	180	5325	20	180	6780	25	1500	20	180	4440	20	180	1650	4440	25	180	1650	20	190	6780	30	180	1650	20	250	5325	20
H194	180	5175	20	180	6980	25	1950	20	180	4440	20	180	1850	4440	20	180	1850	20	190	6980	30	170	1850	20	250	5175	20

Révision 1 : 2006-05

Tableau 7.3.4l Ponceaux rectangulaires en béton armé préfabriqués (série H501 à H504)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,2

PLAN TYPE PT213-13

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets		ÉLUT *	ÉLUL *
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)		
H501	1200	900	200	600	3000	1,08	101	1,01	82	110	180
H502	1200	900	200	3000	8000	1,08	125	1,01	82	235	410
H503	1800	900	200	600	4700	1,32	156	1,39	111	160	235
H504	1800	1200	200	600	4700	1,44	167	1,39	111	160	250

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1				Barre P2			Barre P3	Barre P4		
	esp.	A	B	no	esp.	long.	no	long.	esp.	long.	no
H501	160	1200	1050	10	160	1500	10	550	160	1200	10
H502	100	1200	1050	10	100	1500	10	550	160	1200	10
H503	100	1200	1350	10	180	2100	15	550	160	1200	10
H504	100	1500	1350	10	170	2100	15	550	160	1500	10

Tableau 7.3.4m Ponceaux rectangulaires en béton armé préfabriqués (série H505 à H513)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,2

PLAN TYPE PT213-14

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets			
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)	ÉLUT *	ÉLUL *
H505	2000	1500	200	600	3200	1,64	335	1,51	123	135	200
H506	2000	1500	250	3200	5000	2,13	354	1,58	126	195	265
H507	2000	1500	300	5000	7100	2,64	417	1,64	132	250	350
H508	2400	1200	200	600	3000	1,68	267	1,76	143	125	180
H509	2400	1500	200	600	3000	1,80	278	1,76	143	130	195
H510	2400	1800	200	600	3000	1,92	301	1,76	143	130	210
H511	2500	2000	250	600	3700	2,63	440	1,89	153	145	210
H512	2500	2000	300	3700	4900	3,24	480	1,95	156	185	270
H513	2500	2000	350	4900	6400	3,89	519	2,02	159	235	340

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3		Barre P4			Barre P5				Barre P6
	esp.	long.	no	esp.	long.	no	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B	no	no
H505	230	1500	15	180	2300	20	500	15	250	1800	15	230	1800	1000	20	15
H506	220	1600	15	170	2400	20	750	15	250	1900	15	220	1900	1000	20	15
H507	200	1700	15	160	2500	20	900	15	250	2000	15	160	2000	1000	20	15
H508	100	1700	10	130	2700	15	550	10	160	1500	10	180	1500	1100	15	10
H509	100	1700	10	130	2700	15	550	10	160	1800	10	190	1800	1100	15	10
H510	100	1700	10	120	2700	15	550	10	160	2100	10	190	2100	1100	15	10
H511	250	2100	15	160	2900	20	750	15	250	2400	15	250	2400	1100	20	15
H512	250	2200	15	210	3000	25	900	15	220	2500	15	250	2500	1100	20	15
H513	250	2300	15	200	3100	25	1150	15	190	2600	15	210	2600	1100	20	15

Tableau 7.3.4n Ponceaux rectangulaires en béton armé préfabriqués (série H514 à H521)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,2

PLAN TYPE PT213-14

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets			
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)	ÉLUT *	ÉLUL *
H514	3000	1500	250	600	3000	2,63	324	2,21	175	130	190
H515	3000	1800	250	600	3000	2,78	350	2,21	175	135	200
H516	3000	2100	250	600	3000	2,93	383	2,21	175	140	210
H517	3000	2400	250	600	3000	3,08	397	2,21	175	135	215
H518	3000	2500	250	600	2400	3,13	562	2,21	175	115	175
H519	3000	2500	300	2400	3500	3,84	580	2,27	184	145	215
H520	3000	2500	350	3500	4600	4,59	596	2,33	187	180	260
H521	3000	2500	400	4600	5700	5,36	652	2,39	190	220	320

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3		Barre P4			Barre P5				Barre P6
	esp.	long.	no	esp.	long.	no	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B	no	no
H514	170	2300	15	120	3400	15	750	10	130	1900	10	250	1900	1100	15	10
H515	170	2300	15	170	3400	20	750	10	130	2200	10	170	2200	1100	15	10
H516	160	2300	15	170	3400	20	750	10	130	2500	10	160	2500	1100	15	10
H517	160	2300	15	170	3400	20	750	10	130	2800	10	160	2800	1100	15	10
H518	250	2600	15	200	3400	25	750	15	220	2900	15	250	2900	1200	20	15
H519	250	2700	15	200	3500	25	900	15	220	3000	15	250	3000	1300	20	15
H520	250	2800	15	190	3600	25	1100	15	190	3100	15	220	3100	1300	20	15
H521	250	2900	15	180	3700	25	1300	15	160	3200	15	190	3200	1300	20	15

Tableau 7.3.4o Ponceaux rectangulaires en béton armé préfabriqués (série H522 à H529)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,2

PLAN TYPE PT213-14

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets			
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)	ÉLUT *	ÉLUL *
H522	4000	2000	300	600	2200	4,14	570	2,90	230	130	185
H523	4000	2000	400	2200	4000	5,76	684	3,02	242	170	250
H524	4000	2500	300	600	2200	4,44	602	2,90	230	135	200
H525	4000	2500	400	2200	4000	6,16	756	3,02	242	175	270
H526	4000	3000	300	600	2000	4,74	632	2,90	230	130	205
H527	4000	3000	400	2000	3900	6,56	791	3,02	242	175	280
H528	4000	3500	300	600	1800	5,04	673	2,90	230	130	210
H529	4000	3500	400	1800	3600	6,96	788	3,02	242	170	280

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3		Barre P4			Barre P5				Barre P6
	esp.	long.	no	esp.	long.	no	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B	no	no
H522	210	2900	15	160	4500	20	950	15	220	2500	15	210	2500	1400	20	15
H523	240	3100	20	210	4700	25	1350	15	240	2700	20	170	2700	1400	20	15
H524	210	2900	15	160	4500	20	950	15	220	3000	15	210	3000	1400	20	15
H525	240	3100	20	200	4700	25	1350	15	240	3200	20	180	3200	1400	20	15
H526	220	2900	15	160	4500	20	950	15	220	3500	15	220	3500	1400	20	15
H527	240	3100	20	190	4700	25	1350	15	240	3700	20	190	3700	1400	20	15
H528	220	2900	15	170	4500	20	950	15	220	4000	15	200	4000	1400	20	15
H529	240	3100	20	210	4700	25	1350	15	240	4200	20	170	4200	1400	20	15

Tableau 7.3.4p Ponceaux rectangulaires en béton armé préfabriqués (série H530 à H535)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,2

PLAN TYPE PT213-14

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets			
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)	ÉLUT *	ÉLUL *
H530	5000	2500	400	600	2300	6,96	869	3,65	291	140	200
H531	5000	2500	500	2300	3900	9,00	1011	3,78	302	180	270
H532	5000	3000	400	600	2300	7,36	904	3,65	291	150	220
H533	5000	3000	500	2300	3800	9,50	1054	3,78	302	180	280
H534	5000	3500	400	600	2300	7,76	939	3,65	291	150	230
H535	5000	3500	500	2300	3700	10,00	1097	3,78	302	185	290

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3		Barre P4			Barre P5				Barre P6
	esp.	long.	no	esp.	long.	no	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B	no	no
H530	240	3500	20	200	5700	25	1380	20	240	3200	20	180	3200	1700	20	15
H531	180	3700	20	180	5900	25	1800	20	180	3400	20	230	3400	1700	25	15
H532	240	3500	20	190	5700	25	1380	20	240	3700	20	180	3700	1700	20	15
H533	180	3700	20	180	5900	25	1800	20	180	3900	20	250	3900	1700	25	15
H534	240	3500	20	190	5700	25	1380	20	240	4200	20	180	4200	1700	20	15
H535	180	3700	20	180	5900	25	1800	20	180	4400	20	250	4400	1700	25	15

Tableau 7.3.4q Ponceaux rectangulaires en béton armé préfabriqués (série H536 à H539)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,4

PLAN TYPE PT213-13

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets		ÉLUT *	ÉLUL *
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)		
H536	1200	900	200	600	3000	1,08	129	1,01	82	120	190
H537	1200	900	200	3000	7500	1,08	143	1,01	82	220	380
H538	1800	900	200	600	4500	1,32	178	1,39	111	160	250
H539	1800	1200	200	600	4400	1,44	191	1,39	111	160	250

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1				Barre P2			Barre P3	Barre P4		
	esp.	A	B	no	esp.	long.	no	long.	esp.	long.	no
H536	250	1200	1050	15	250	1500	15	550	250	1200	15
H537	200	1200	1050	15	190	1500	15	550	250	1200	15
H538	190	1200	1350	15	160	2100	15	550	250	1200	15
H539	190	1500	1350	15	160	2100	15	550	250	1500	15

Tableau 7.3.4r Ponceaux rectangulaires en béton armé préfabriqués (série H540 à H548)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,4

PLAN TYPE PT213-14

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets			
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)	ÉLUT *	ÉLUL *
H540	2000	1500	200	600	2900	1,64	308	1,51	123	125	200
H541	2000	1500	250	2900	4500	2,13	327	1,58	126	180	270
H542	2000	1500	300	4500	6400	2,64	355	1,64	132	240	375
H543	2400	1200	250	600	3700	2,18	356	1,83	147	140	205
H544	2400	1500	250	600	3600	2,33	353	1,83	147	140	205
H545	2400	1800	250	600	3600	2,48	373	1,83	147	140	205
H546	2500	2000	250	600	3300	2,63	426	1,89	153	135	200
H547	2500	2000	300	3300	4500	3,24	453	1,95	156	175	265
H548	2500	2000	350	4500	6000	3,89	487	2,02	159	220	330

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3		Barre P4			Barre P5				Barre P6
	esp.	long.	no	esp.	long.	no	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B	no	no
H540	230	1500	15	190	2300	20	500	15	250	1800	15	230	1800	1000	15	15
H541	220	1600	15	180	2400	20	750	15	250	1900	15	220	1900	1000	15	15
H542	200	1700	15	170	2500	20	900	15	250	2000	15	200	2000	1000	15	15
H543	190	2000	15	190	2800	20	750	15	240	1600	15	190	1600	1100	15	15
H544	220	2000	15	190	2800	20	750	15	250	1900	15	220	1900	1100	15	15
H545	240	2000	15	180	2800	20	750	15	250	2200	15	240	2200	1100	15	15
H546	250	2100	15	170	2900	20	750	15	250	2400	15	250	2400	1100	20	15
H547	250	2200	15	160	3000	20	900	15	250	2500	15	250	2500	1100	20	15
H548	250	2300	15	210	3100	25	1150	15	250	2600	15	250	2600	1100	20	15

Tableau 7.3.4s Ponceaux rectangulaires en béton armé préfabriqués (série H549 à H557)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,4

PLAN TYPE PT213-14

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets			
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)	ÉLUT *	ÉLUL *
H549	3000	1500	250	600	2500	2,63	457	2,21	175	115	160
H550	3000	1800	250	600	2500	2,78	453	2,21	175	115	160
H551	3000	2100	250	600	2500	2,93	487	2,21	175	115	160
H552	3000	2400	250	600	2400	3,08	514	2,21	175	115	160
H553	3000	2400	350	2400	4200	4,52	527	2,33	187	170	245
H554	3000	2500	250	600	2300	3,13	535	2,21	175	115	185
H555	3000	2500	300	2300	3200	3,84	552	2,27	184	135	200
H556	3000	2500	350	3200	4100	4,59	596	2,33	187	165	270
H557	3000	2500	400	4100	5100	5,36	627	2,39	190	200	310

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3		Barre P4			Barre P5				Barre P6
	esp.	long.	no	esp.	long.	no	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B	no	no
H549	200	2600	15	170	3400	20	750	15	200	1900	15	200	1900	1200	20	15
H550	220	2600	15	170	3400	20	750	15	210	2200	15	220	2200	1200	20	15
H551	230	2600	15	160	3400	20	750	15	210	2500	15	230	2500	1200	20	15
H552	160	2600	15	160	3400	20	750	15	210	2800	15	160	2800	1200	15	15
H553	200	2800	15	160	3600	20	1150	15	220	3000	15	200	3000	1300	15	15
H554	250	2600	15	210	3400	25	750	15	210	2900	15	250	2900	1200	20	15
H555	250	2700	15	210	3500	25	900	15	220	3000	15	250	3000	1300	20	15
H556	250	2800	15	200	3600	25	1100	15	220	3100	15	250	3100	1300	20	15
H557	250	2900	15	200	3700	25	1300	15	160	3200	15	250	3200	1300	20	15

Tableau 7.3.4t Ponceaux rectangulaires en béton armé préfabriqués (série H558 à H565)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,4

PLAN TYPE PT213-14

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets			
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)	ÉLUT *	ÉLUL *
H558	4000	2000	300	600	1900	4,14	736	2,90	230	115	160
H559	4000	2000	400	1900	3100	5,76	726	3,02	242	140	190
H560	4000	2500	300	600	1800	4,44	769	2,90	230	120	160
H561	4000	2500	400	1800	3000	6,16	739	3,02	242	140	190
H562	4000	3000	300	600	1700	4,74	765	2,90	230	120	180
H563	4000	3000	400	1700	3000	6,56	738	3,02	242	140	200
H564	4000	3500	300	600	1600	5,04	799	2,90	230	120	180
H565	4000	3500	400	1600	2900	6,96	767	3,02	242	140	200

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3		Barre P4			Barre P5				Barre P6
	esp.	long.	no	esp.	long.	no	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B	no	no
H558	240	3700	15	200	4500	25	950	15	160	2500	15	240	2500	1500	25	15
H559	200	3900	15	200	4700	25	1350	15	160	2700	15	200	2700	1500	20	15
H560	160	3700	15	200	4500	25	950	15	170	3000	15	160	3000	1500	20	15
H561	160	3900	15	200	4700	25	1350	15	170	3200	15	160	3200	1500	15	15
H562	170	3700	15	190	4500	25	950	15	170	3500	15	170	3500	1500	20	15
H563	180	3900	15	190	4700	25	1350	15	170	3700	15	180	3700	1500	15	15
H564	170	3700	15	200	4500	25	950	15	160	4000	15	170	4000	1500	20	15
H565	200	3900	15	190	4700	25	1350	15	160	4200	15	200	4200	1500	15	15

Tableau 7.3.4u Ponceaux rectangulaires en béton armé préfabriqués (série H566 à H573)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,4

PLAN TYPE PT213-14

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets			
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)	ÉLUT *	ÉLUL *
H566	5000	2000	400	600	2100	6,56	947	3,65	291	125	165
H567	5000	2000	500	2100	2900	8,50	1004	3,78	302	140	210
H568	5000	2500	400	600	2000	6,96	989	3,65	291	125	185
H569	5000	2500	500	2000	2800	9,00	988	3,78	302	140	210
H570	5000	3000	400	600	2000	7,36	1032	3,65	291	125	190
H571	5000	3000	500	2000	2700	9,50	968	3,78	302	140	210
H572	5000	3500	400	600	1900	7,76	1075	3,65	291	130	210
H573	5000	3500	500	1900	2600	10,00	1231	3,78	302	140	240

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3		Barre P4			Barre P5				Barre P6
	esp.	long.	no	esp.	long.	no	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B	no	no
H566	210	4900	20	180	5700	25	1350	20	180	2700	20	210	2700	1800	25	15
H567	160	5100	20	190	5900	25	1800	20	180	2900	20	160	2900	1800	20	15
H568	220	4900	20	180	5700	25	1350	20	190	3200	20	220	3200	1800	25	15
H569	180	5100	20	180	5900	25	1800	20	190	3400	20	180	3400	1800	20	15
H570	230	4900	20	170	5700	25	1350	20	190	3700	20	230	3700	1800	25	15
H571	210	5100	20	170	5900	25	1800	20	200	3900	20	210	3900	1800	20	15
H572	250	4900	20	170	5700	25	1350	20	200	4200	20	250	4200	1800	25	15
H573	160	5100	20	170	5900	25	1800	20	210	4400	20	160	4400	1800	20	20

Tableau 7.3.4v Ponceaux rectangulaires en béton armé préfabriqués (série H574 à H578)
Zone sismique : Rapport d'accélération A = 0,2 et 0,4

PLAN TYPE PT213-14

PARTIE 1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE

Ponceau numéro	Dimensions (mm)			Remblai : hauteur admissible (mm)		Quantités				Capacité requise du sol (kPa)	
						Au mètre de ponceau		Parafouilles et murets			
	L	H	T	de	à	Béton (m^3)	Acier (kg)	Béton (m^3)	Acier (kg)	ÉLUT *	ÉLUL *
H574	6000	2000	400	600	1400	7,36	1082	4,28	341	120	180
H575	6000	2500	400	600	1400	7,76	1308	4,28	341	125	165
H576	6000	2500	550	1400	2200	11,17	1381	4,47	355	125	195
H577	6000	3000	400	600	1300	8,16	1315	4,28	341	125	190
H578	6000	3000	500	1300	1800	10,50	1217	4,41	352	115	180

* Pression sous le radier du ponceau : ÉLUT : sous les charges en service
ÉLUL : sous les charges pondérées (ultimes)

PARTIE 2 – BARRES D'ARMATURE

Ponceau numéro	Barre P1			Barre P2			Barre P3		Barre P4			Barre P5				Barre P6
	esp.	long.	no	esp.	long.	no	long.	no	esp.	long.	no	esp.	A	B	no	no
H574	180	4500	20	160	6700	25	1300	20	250	2700	20	210	2700	2000	25	15
H575	160	4000	20	180	6700	30	1300	20	250	3200	20	160	3200	2000	25	15
H576	240	4600	20	170	7000	30	2000	20	180	3500	20	210	3500	2100	25	20
H577	170	4000	20	190	6700	30	1300	20	170	3700	20	170	3700	2000	25	15
H578	180	4200	20	180	6900	30	1800	20	180	3900	20	180	3900	2100	20	15

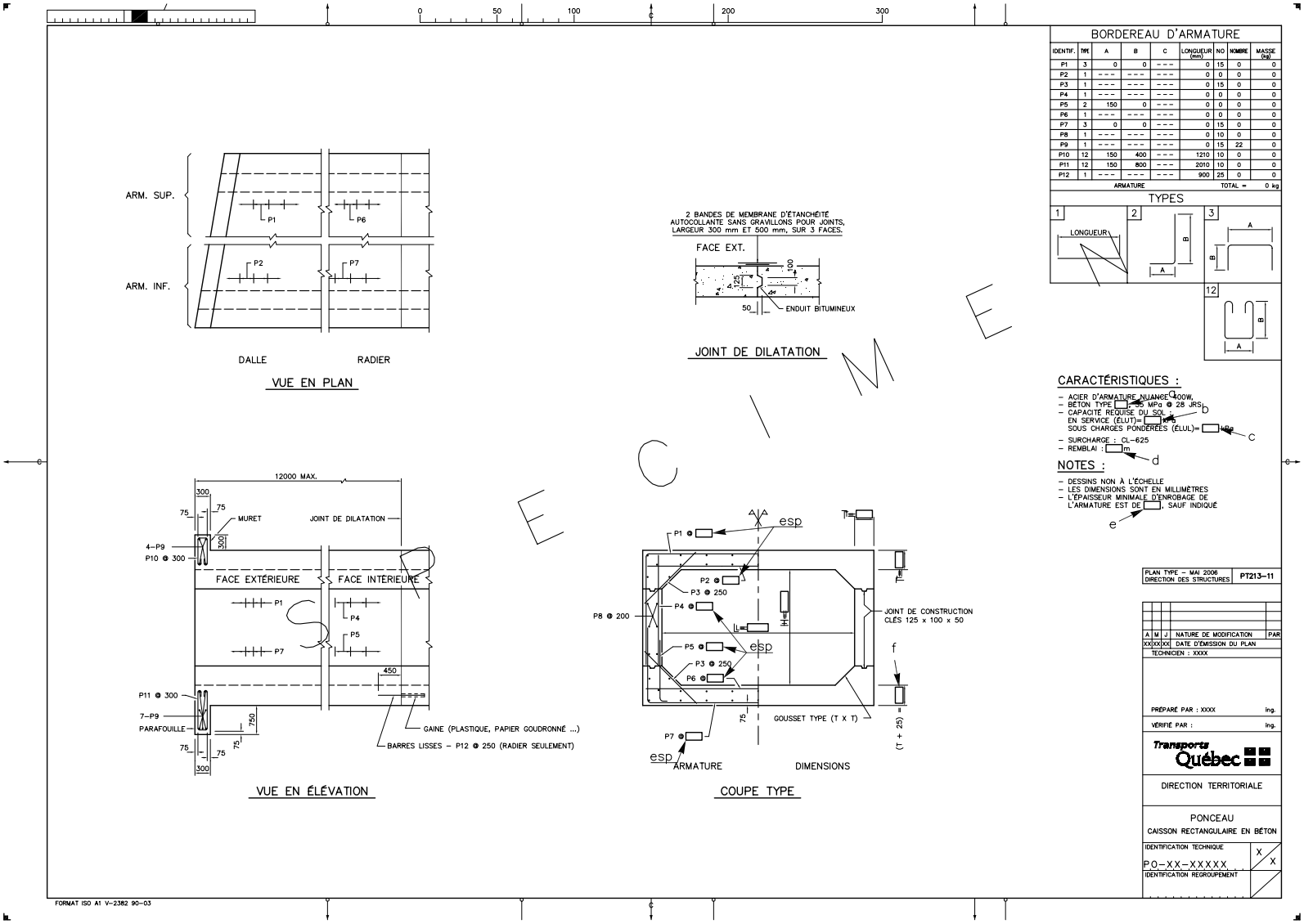


Figure 7.3.4a Ponceau rectangulaire en béton armé – Plan type PT213-11

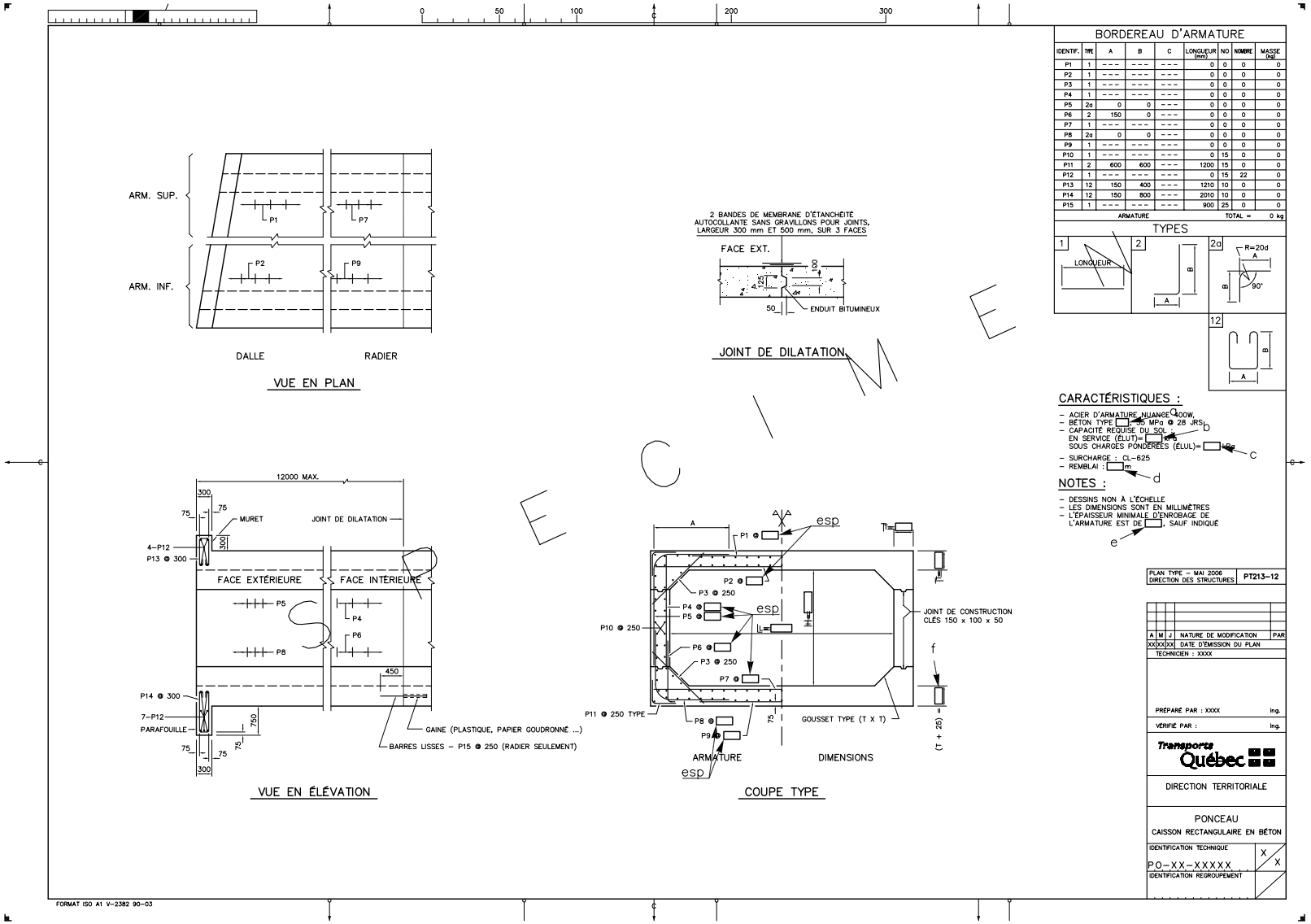


Figure 7.3.4b Ponceau rectangulaire en béton armé – Plan type PT213-12

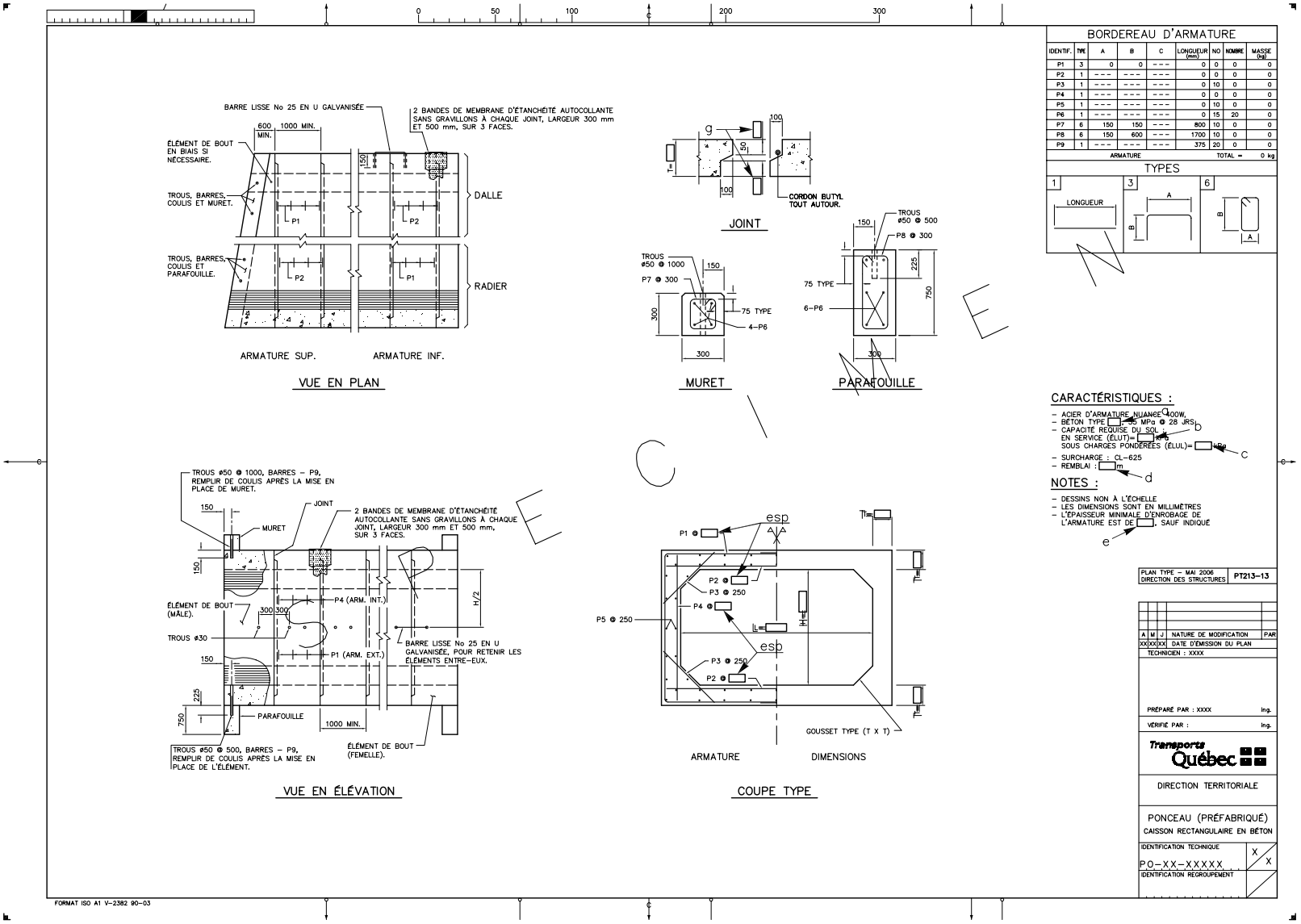


Figure 7.3.4c Ponceau rectangulaire en béton armé – Plan type PT213-13

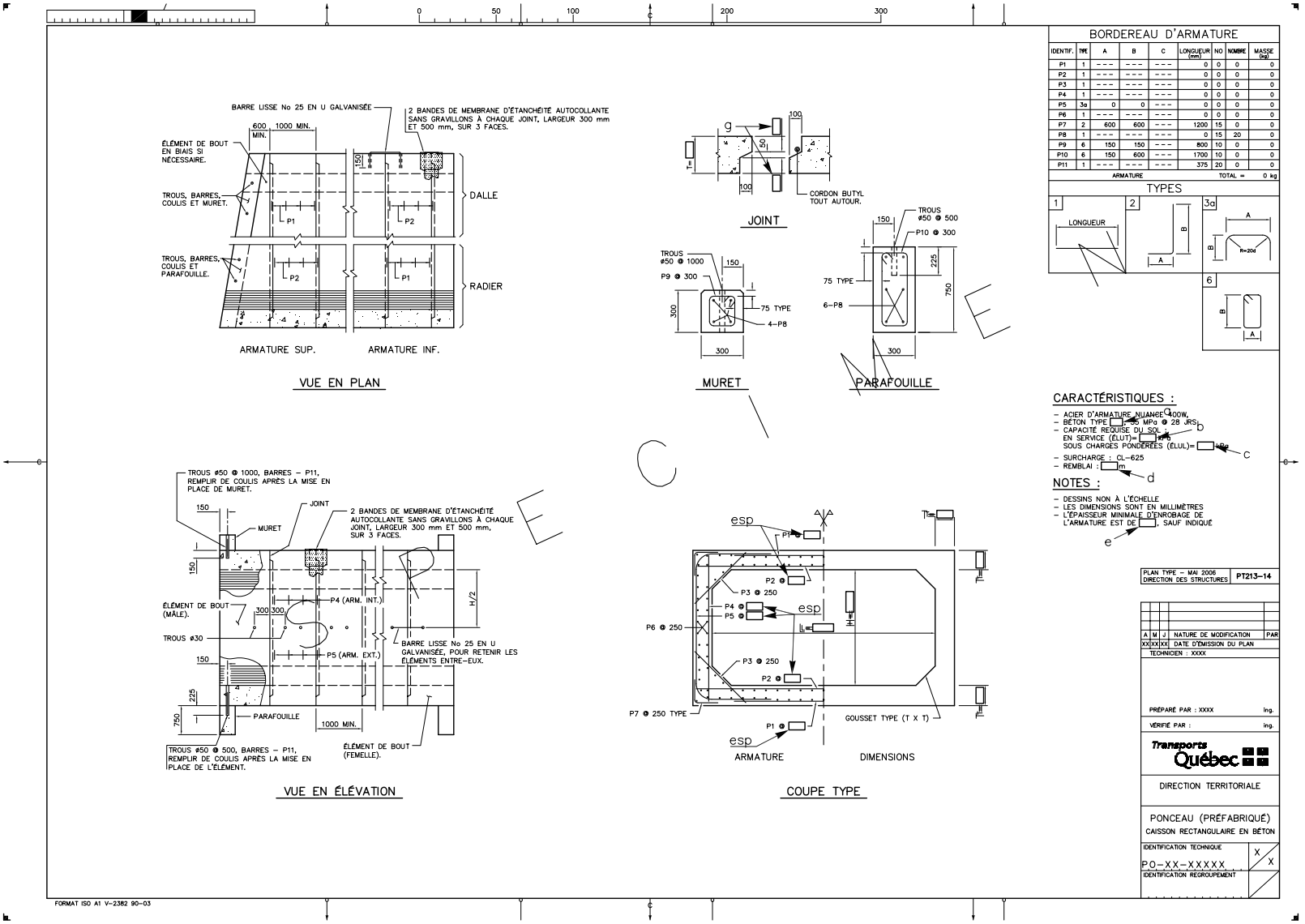


Figure 7.3.4d Ponceau rectangulaire en béton armé – Plan type PT213-14

EXEMPLE

Données :

Selon les exigences hydrauliques, le ponceau doit avoir une ouverture libre de 3 000 mm et une hauteur libre de 2 400 mm (3 000 x 2 400).

Le ponceau, d'une longueur totale de 33 000 mm, sera coulé en place. Après construction, la hauteur totale de remblai sur le ponceau atteindra 2 500 mm. Cette structure sera située dans une zone où le rapport d'accélération sismique « A » est égale à 0,2.

Selon l'étude géotechnique, le sol en place a une résistance géotechnique pondérée à l'ÉLUL de 400 kPa et une capacité de supporter des charges à l'ÉLUT (en service) de 225 kPa.

Résultats :

A) Choix du numéro de ponceau

Dans un premier temps, considérant que l'on veut spécifier un ponceau de type coulé en place et le fait que l'on se retrouve dans une zone où A = 0,2, on se réfère au tableau 7.3.4c. Ce dernier nous indique que le plan type correspondant est le PT213-12.

Avec les données d'ouverture libre (L = 3000), de hauteur libre (H = 2400) et de la hauteur de remblai de 2 500 mm, nous identifions le ponceau numéro H117 du tableau 7.3.4b comme celui qui nous convient.

Ponceau numéro	L (mm)	H (mm)	Hauteur admissible de remblai (mm)	Plan type
H117	3 000	2 400	600 à 2 800	PT213-12

À la partie 1 du tableau, il est indiqué que la capacité requise du sol pour le ponceau est de 215 kPa à l'ÉLUL et 135 kPa à l'ÉLUT. Celles-ci étant respectées, on peut alors compléter le plan type.

B) Utilisation du plan type

Pour compléter le plan type, on se réfère à la figure 7.3.4b « Ponceau rectangulaire en béton armé – Plan type PT213-12 ».

On inscrit l'information suivante dans les cases appropriées.

H = 2 400 mm

L = 3 000 mm

T = 250 mm

a = V

b = 135 kPa

c = 215 kPa

d = 2 500/1 000 = 2,5 m

e = 60 mm

f = (250 + 25) = 275 mm

esp. = 250 mm (barres P1)
= 170 mm (" P2)
= 250 mm (" P4)
= 220 mm (" P5)
= 250 mm (" P6)
= 180 mm (" P7)
= 220 mm (" P8)
= 250 mm (" P9)

} (partie 2 du tableau, ponceau no H117

Bordereau d'armature :

À l'aide de la partie 2, pour le ponceau no H117 et des informations du présent document, on complète les colonnes « A », « B », « C », « Longueur (mm) » et « No » du bordereau du plan type.

P1 : longueur = 2 200 mm
no = 15

P2 : longueur = 3 380 mm
no = 20

P3 : longueur = 700 mm
no = 15

P4 : longueur = 2 340 mm
no = 15

P5 : dimension A = 1 200 mm
dimension B = 2 340 mm
longueur = (1 200 + 2 340 - 190) = 3 350 mm (type 2a)
no = 20

P6 : longueur = 1 000 mm
dimension B = (1000 - 150) = 850
no = 15

P7 : longueur = 3 380 mm
no = 20

P8 : dimension A = 1 200 mm
dimension B = 1 200 mm
longueur = (1 200 + 1 200 - 190) = 2 210 mm (type 2a)
no = 20

P9 : longueur = 2 200 mm
no = 15

Le ponceau ayant une longueur totale de 33 000 mm sera formé de trois sections de 11 000 mm.

P10 : longueur = (11 000 - 150) = 10 850 mm

P12 : longueur = (3 000 + (2 x 250) - 150) = 3 350 mm (biais α = 0)

On établit les équations qui nous permettront de compléter la colonne « Nombre ».

Barres P1 à P9 et P11 : Pour chaque barre, on détermine le facteur N_i
$N_{i = 1 \text{ à } 9, 11}$ = (((long. d'une section - 150) /esp. Barres) + 1)* x nombre de sections

Ensuite, on calcule le nombre total de chacune des barres :

Pour les barres :

P1, P2, P7 et P9 : nombre = $N_{1, 2, 7, 9}$

P3 : nombre = 4 x N_3

P4, P5, P6, P8 : nombre = 2 x $N_{4, 5, 6, 8}$

P11 : nombre = 4 x N_{11}

P10 : nombre = (((2 x (L + (2 x T) +H))/250) + 1)* x 2 x nombre de sections

P13 et P14 : nombre = (((L + (2 x T) - 150)/300) + 1)* x 2

P15 : nombre = ((L + (2 x T) - 150)/300)* x (nombre de sections -1)

(*) : doit être un nombre entier

On complète ensuite le bordereau en calculant la masse de chaque barre en faisant le produit du nombre par la longueur par la masse linéique de la barre, puis en additionnant pour obtenir la masse totale.

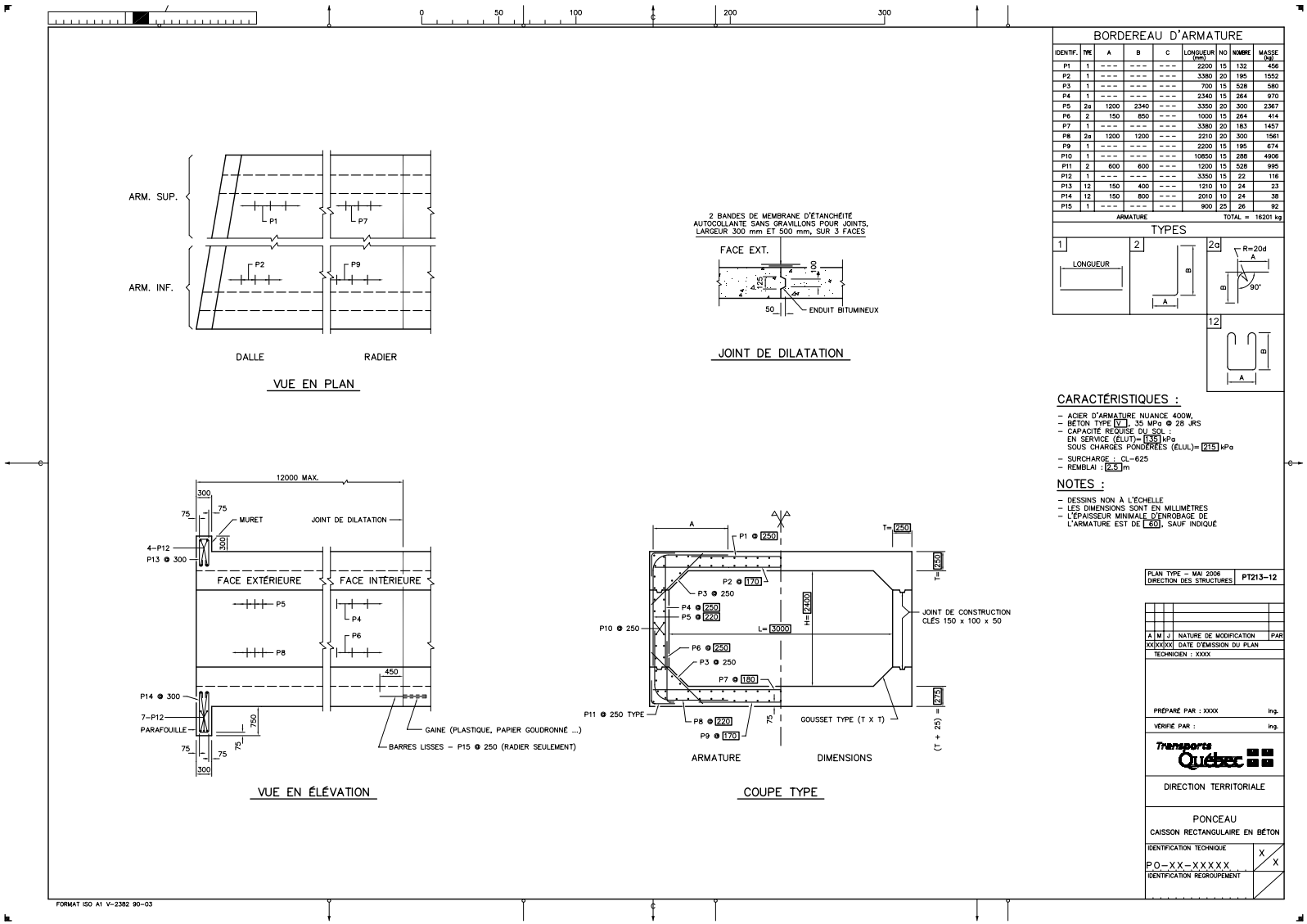


Figure 7.3.4e EXEMPLE

CHAPITRE 8

AMÉNAGEMENT DES EXTRÉMITÉS

TABLE DES MATIÈRES

8.1	**GÉNÉRALITÉS**	8-1
8.2	**MUR PARAFOUILLE**	8-2
8.3	**TYPE D'AMÉNAGEMENTS**	8-4
8.3.1	Extrémité saillante	8-4
8.3.2	Extrémité biseautée	8-5
8.3.3	Murs d'extrémités	8-6
8.3.4	Extrémité préfabriquée	8-13
8.3.5	Ponceau en biais	8-14
8.3.6	Sous-pressions hydrostatiques	8-15
8.4	**PROTECTION DU LIT DU COURS D'EAU**	8-20
8.4.1	Empierrement	8-21
8.4.2	Fosse d'affouillement préfabriquée	8-23
8.4.3	Transition empierrée	8-25
8.4.4	Dissipateur d'énergie	8-26
8.5	**PROTECTIONS ADDITIONNELLES**	8-28
8.5.1	Protection du remblai	8-28
8.5.2	Contrôle des débris	8-29
8.5.3	Contrôle des barrages de castors	8-31
RÉFÉRENCES		8-33

Annexe 8 - Aménagement des extrémités

8.1 GÉNÉRALITÉS

La protection des extrémités du ponceau est essentielle pour assurer la pérennité de l'ensemble de l'ouvrage. Elle permet d'éviter des détériorations pouvant résulter de la présence même du ponceau dans le cours d'eau, tels les défauts d'affouillement, d'érosion, de soulèvement et de distorsion, observés généralement à l'entrée et à la sortie des structures.

Les extrémités des ponceaux peuvent prendre plusieurs formes, soit saillantes ou biseautées, et être munies ou non de murs de tête, de murs en aile et de mur parafouille. Le type d'extrémité peut engendrer plusieurs effets. Il peut, entre autres, améliorer le rendement hydraulique de l'installation, augmenter la résistance structurale, éliminer des problèmes d'instabilité et améliorer l'esthétique de l'ensemble de la structure.

L'aménagement des extrémités d'un ponceau peut varier considérablement. Le cas le plus simple et généralement le plus économique consiste à aménager des extrémités saillantes. Un des cas les plus complexes, et donc beaucoup plus onéreux, comporte la construction d'un dissipateur d'énergie.

L'aménagement des extrémités est nécessaire pour remplir une ou plusieurs des fonctions suivantes :

- empêcher le remblai d'empiéter sur l'ouverture du ponceau;
- améliorer le rendement hydraulique;
- résister aux forces de soulèvement;
- renforcer les extrémités des tuyaux flexibles;
- empêcher l'affouillement aux extrémités;
- prévenir l'érosion du remblai et du lit du cours d'eau;
- prévenir l'infiltration à travers la fondation et le remblai;
- améliorer l'apparence;
- répondre aux besoins de sécurité de la circulation routière;
- répondre aux besoins environnementaux;

L'aménagement des extrémités peut permettre, en plus, de contrôler certains aspects particuliers, avec l’ajout d’un dissipateur d'énergie, d’un piège à débris ou d’une protection spéciale contre l'érosion, par exemple. Tous ces aménagements ont pour but d’obtenir un ponceau ayant le maximum d'efficacité tant du point de vue hydraulique que structural. Pour cette raison, les extrémités doivent être aménagées en même temps que la construction du ponceau.

8.2 MUR PARAFOUILLE

Le mur parafouille joue un rôle essentiel dans la protection de l'ouvrage. Ce type de mur doit être construit sous les extrémités du ponceau afin de le protéger contre l'affouillement. Il permet également de protéger le coussin de support contre l'infiltration et la perte de matériaux fins et d'éviter des problèmes de soulèvement en servant d'ancrage aux extrémités du ponceau.

Le mur parafouille fait souvent partie intégrale du mur de tête. Il peut être réalisé en béton, en acier, en tôle ou en bois.

Le coût d'un parafouille est relativement faible par rapport à celui du ponceau, surtout en tenant compte du niveau de protection qu'il confère à l'installation.

Les figures 8.2a et 8.2b illustrent des murs parafouilles types.

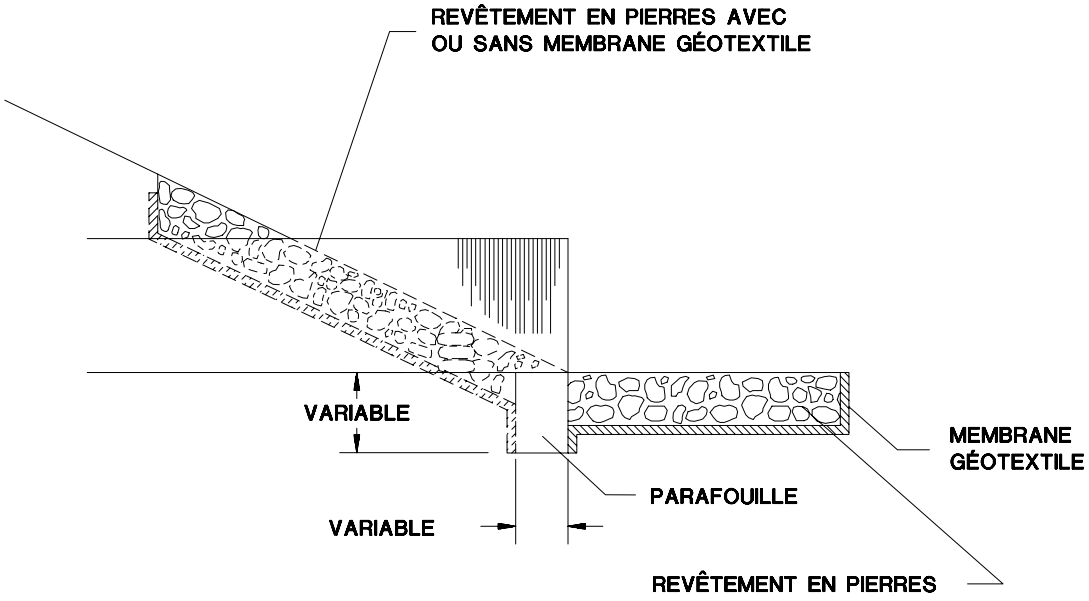


Figure 8.2a Parafouille type - cas a

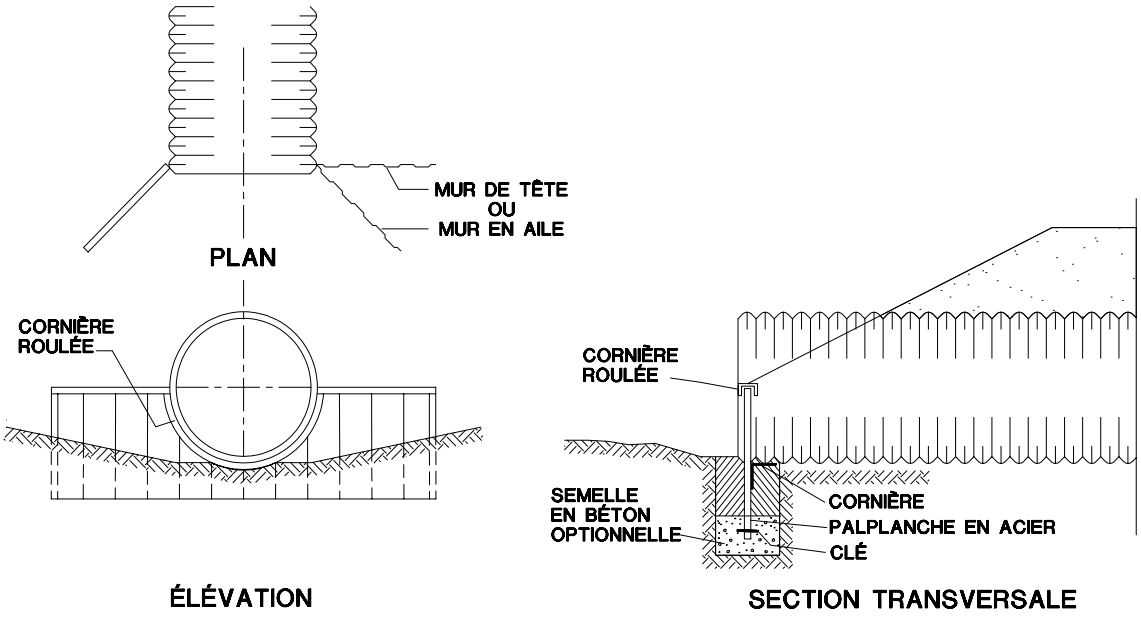


Figure 8.2b Parafouille type - cas b

8.3 TYPE D'AMÉNAGEMENTS

8.3.1 Extrémité saillante

L'aménagement des extrémités le plus courant et le moins coûteux pour des tuyaux en tôle ondulée d'une portée inférieure à 2400 mm et pour des tuyaux de béton armé d'un diamètre inférieur à 1200 mm consiste à en laisser l'extrémité saillante telle qu'illustrée à la figure 8.3.1.

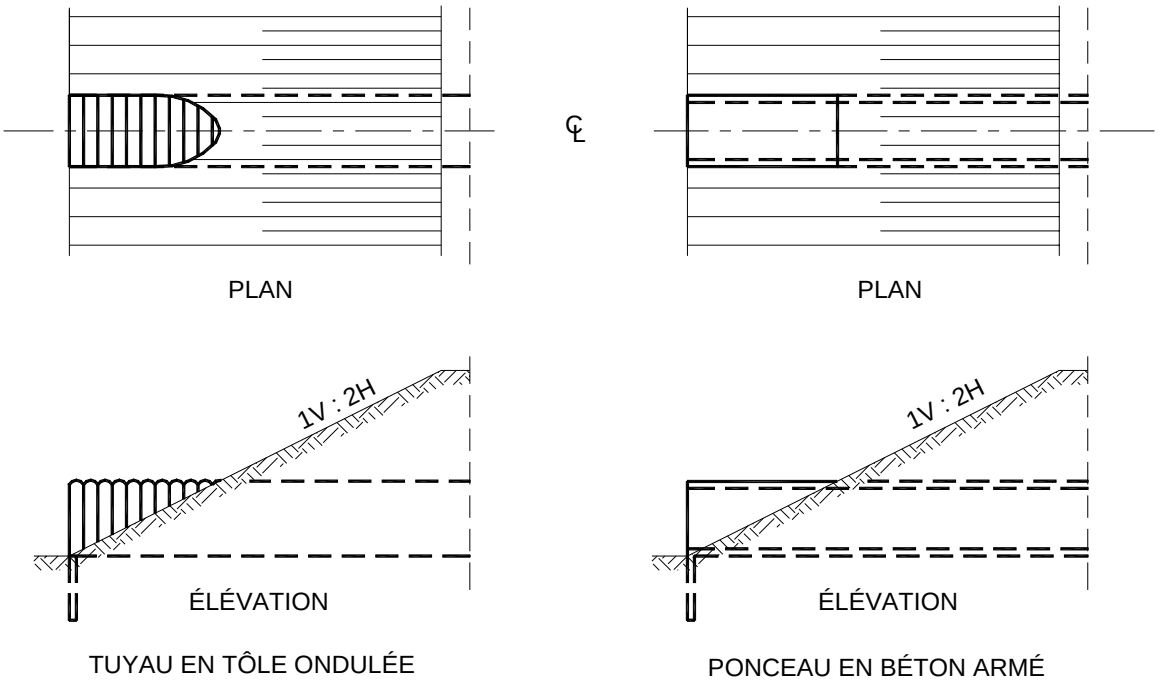


Figure 8.3.1 Extrémité saillante type

Cette extrémité saillante peut cependant avoir quelques inconvénients. Le ponceau ainsi aménagé peut ne pas être conforme aux exigences de la sécurité routière. L'esthétique des extrémités d'un ponceau de grande portée sous un remblai peu élevé laisse souvent à désirer.

L'extrémité saillante du tuyau flexible est vulnérable au soulèvement provoqué par les sous-pressions hydrostatiques. Des mesures appropriées, mentionnées à la section 8.3.6, doivent donc être prises afin d'assurer la stabilité du ponceau.

Ce type d'extrémité n'est pas recommandé pour les tuyaux préfabriqués en béton, principalement à cause de la longueur réduite des sections qui ont tendance à se disloquer au niveau des joints même pour un affouillement relativement mineur.

8.3.2 Extrémité biseautée

Les tuyaux en tôle ondulée d'une portée supérieure à 3000 mm, principalement ceux réalisés en tôle forte, sont normalement biseautés afin de répondre aux contraintes de la sécurité routière ou d'améliorer leur apparence. La figure 8.3.2 illustre ce type d'aménagement.

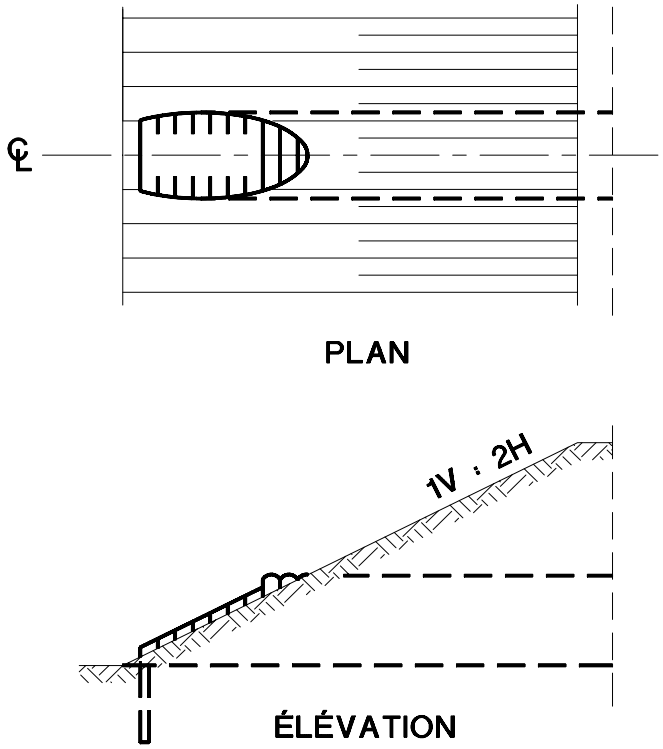


Figure 8.3.2 Extrémité biseautée en palier

Le tuyau en tôle ne doit pas être biseauté du radier au sommet puisqu'il présente ainsi un affaiblissement significatif de sa résistance structurale et est donc vulnérable aux pressions latérales du sol et aux sous-pressions hydrauliques. La pente de la face biseautée doit être supérieure à 1V:3H; la pente généralement recommandée est de 1V:2H.

L'absence du mur parafouille peut provoquer le soulèvement de l'extrémité et ultimement l'effondrement du ponceau. Le renforcement adéquat de la section biseautée par du béton ou de l'acier ou encore la construction de murs lui permet de résister aux pressions latérales du sol et d'éliminer toute distorsion de l'extrémité.

8.3.3 Murs d'extrémités

Un des aménagements les plus utilisés pour satisfaire aux exigences énumérées à la section 8.1 consiste à construire des murs de tête et des murs en aile, lesquels assurent le soutien du remblai et le protègent contre l'érosion. Ils peuvent améliorer aussi la capacité hydraulique du ponceau en orientant favorablement l'écoulement.

Il en existe plusieurs types. Ils peuvent être réalisés en béton, coulés en place ou préfabriqués, en maçonnerie, en sacs de sable et ciment, en bois traité, en acier ou encore à l'aide de gabions. Les figures 8.3.3a à 8.3.3i illustrent les caractéristiques principales de certains types de murs de tête et de murs en aile, sans cependant être exhaustives. Les murs en aile peuvent être constitués de matériaux différents des murs de tête qu'ils complètent. Les normes du ministère des Transports du Québec donnent plus en détail les dimensions caractéristiques de ces murs.

Le sommet du mur projeté doit être installé à un minimum de 300 mm au-dessus du niveau des eaux hautes de conception. La longueur du mur doit être suffisante pour que le remblai n'empiète pas sur le cours d'eau. Un mur parafouille est nécessaire lorsque la base d'un mur en aile doit être protégée par un tablier en béton, en gabion, en enrochement ou en tout autre matériau.

Pour certains projets, la réduction de la hauteur des murs de tête et des murs en aile peut être une solution acceptable et peut ainsi permettre de réduire les coûts de construction.

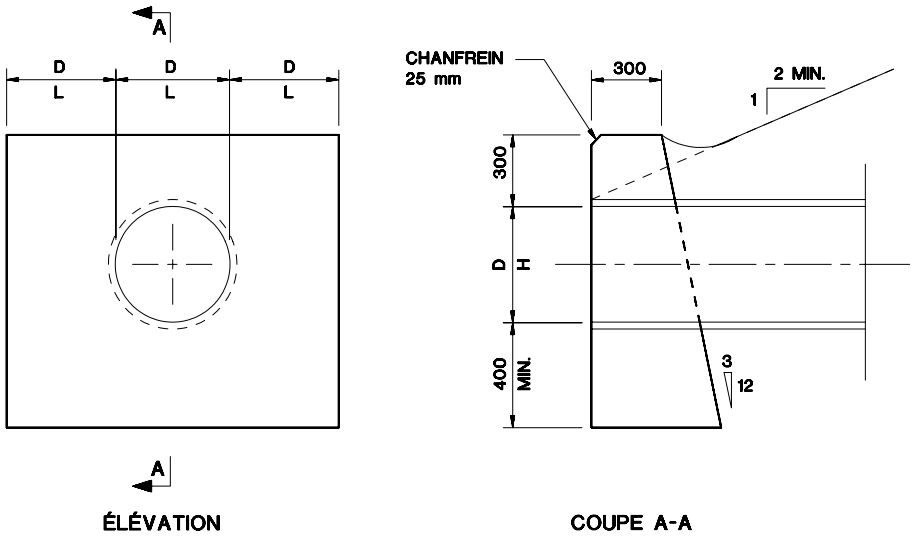


Figure 8.3.3a Mur de tête et parafouille en béton pour ponceaux circulaires et arqués de portée inférieure à 900 mm

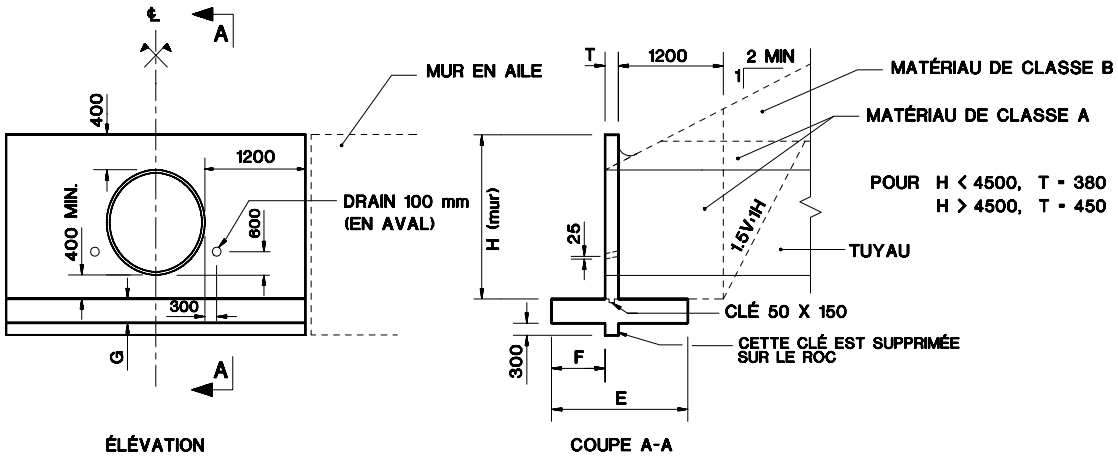


Figure 8.3.3b Mur de tête et parafouille en béton pour ponceaux circulaires et arqués de portée supérieure ou égale à 900 mm

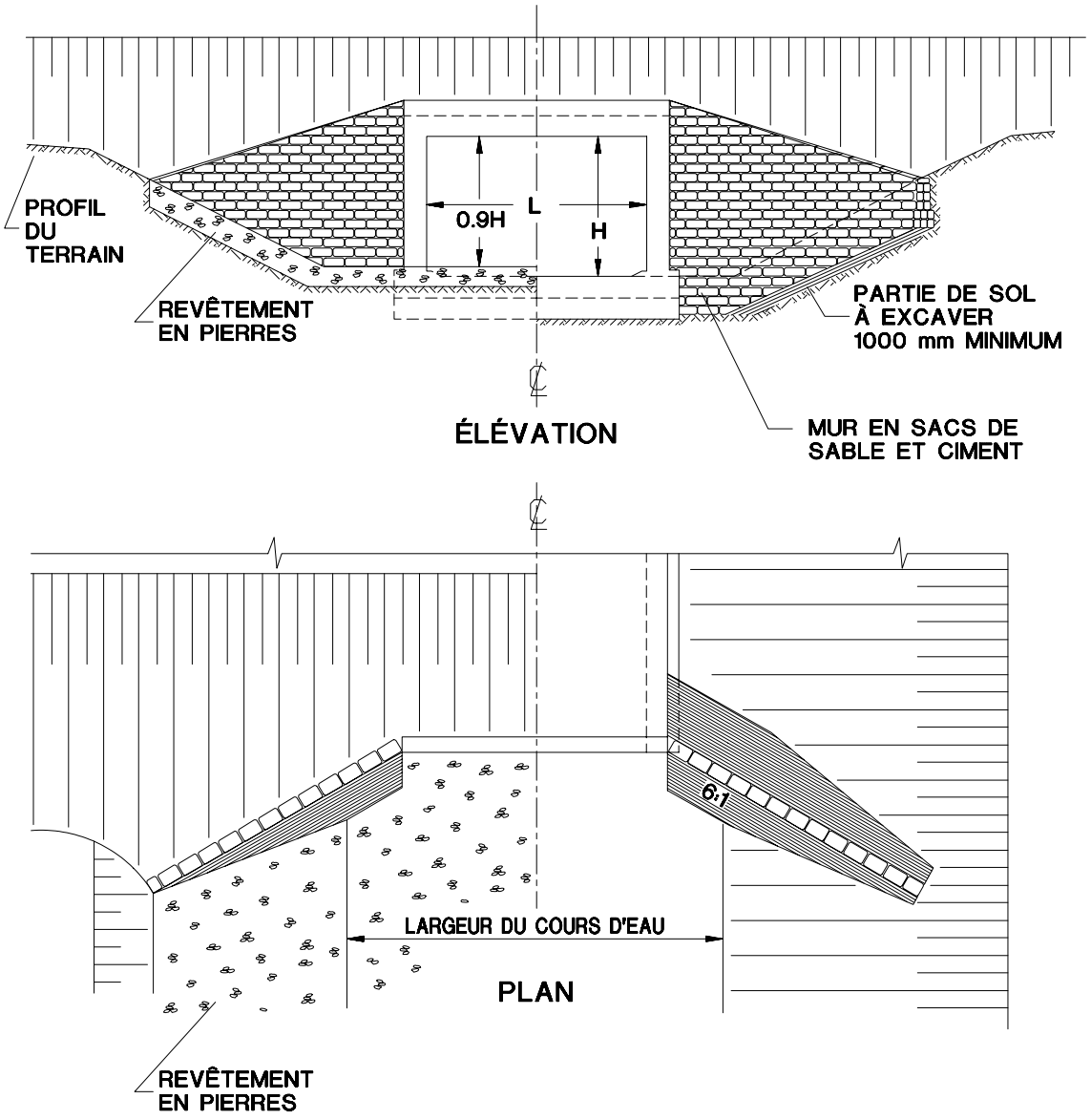


Figure 8.3.3c Aménagement type de murs d'extrémités - cas a

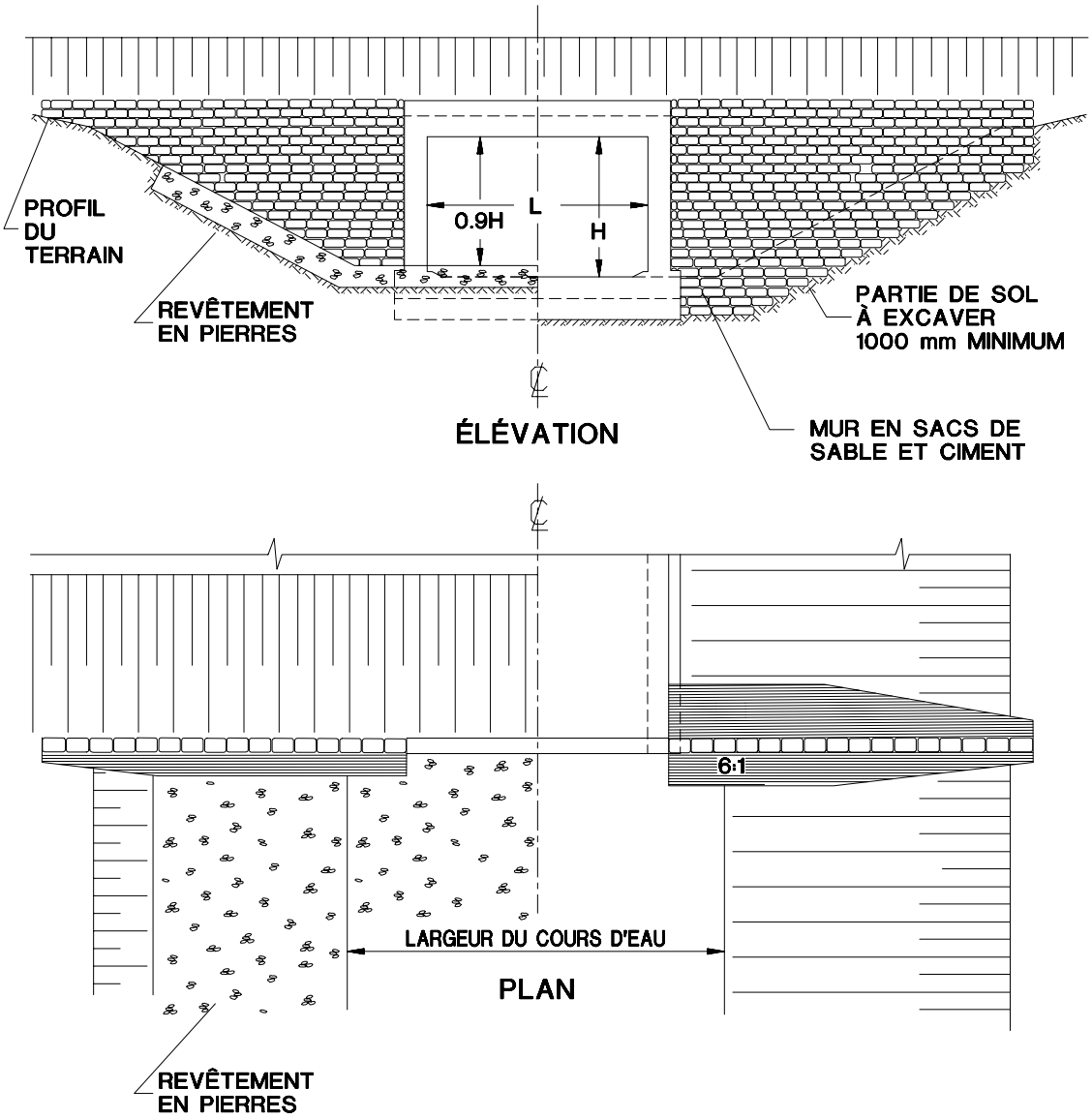


Figure 8.3.3d Aménagement type de murs d'extrémités - cas b

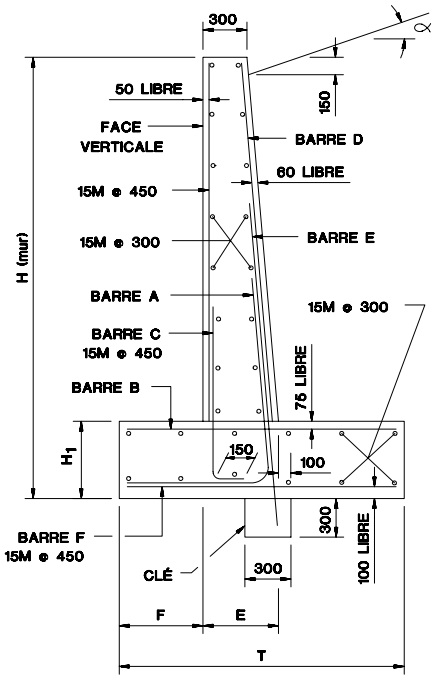


Figure 8.3.3e Coupe type d'un mur en béton armé

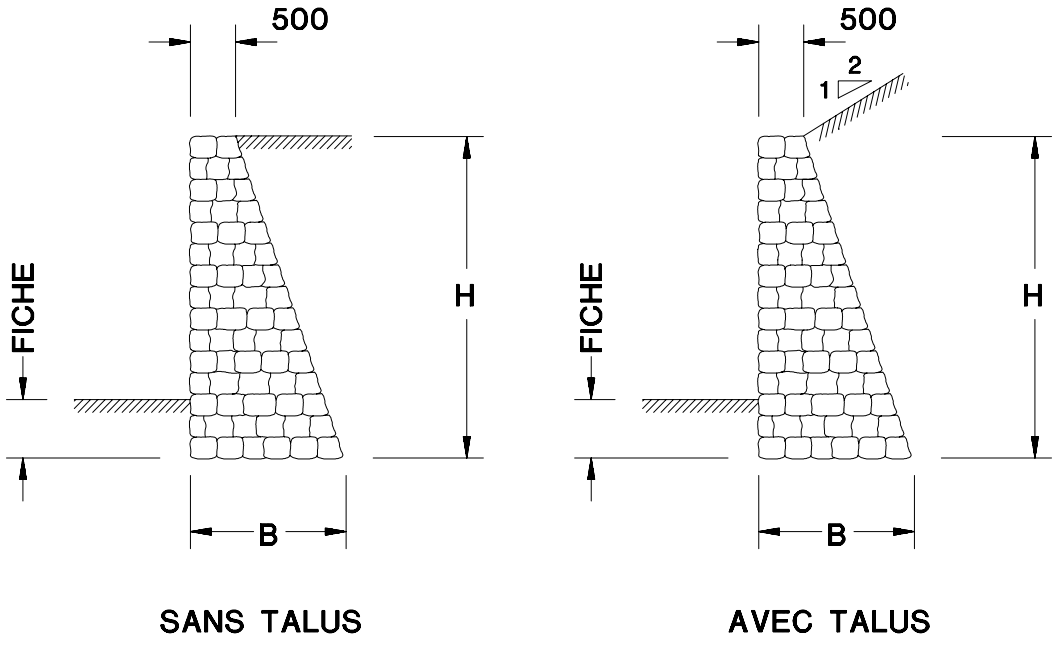


Figure 8.3.3f Coupe type d'un mur en maçonnerie

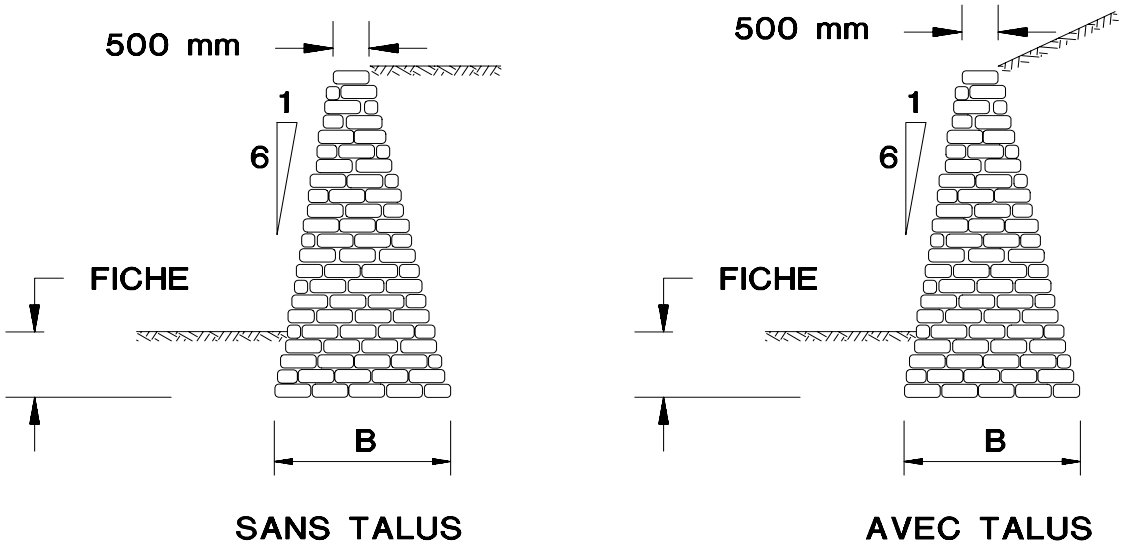


Figure 8.3.3g Coupe type d'un mur en sacs de sable et ciment

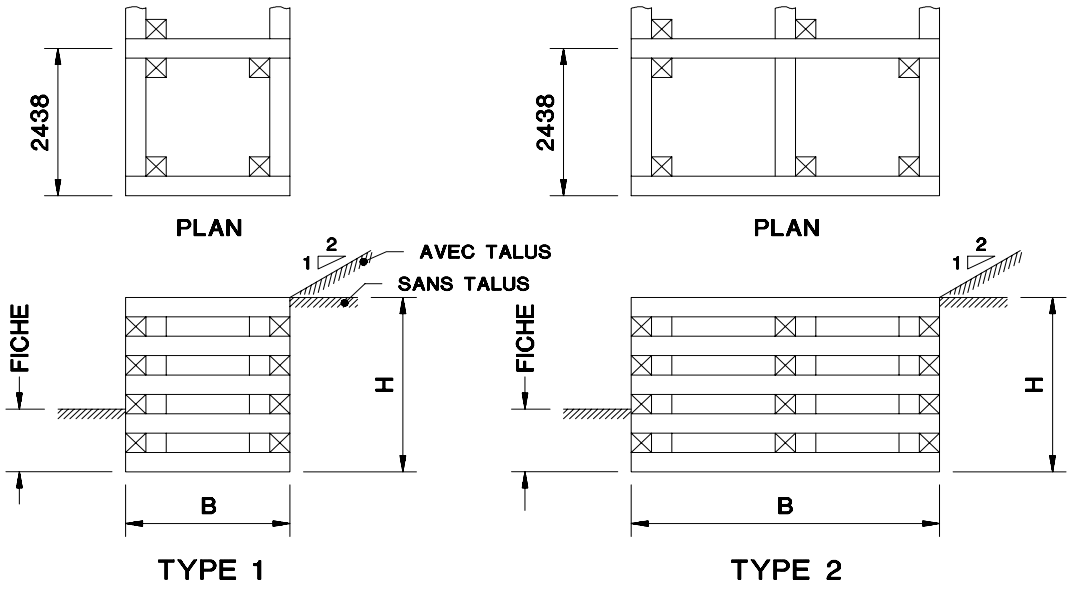


Figure 8.3.3h Coupe type d'un mur en bois traité

La figure 8.3.3i illustre quelques murs types de 1 à 5 m de hauteur, réalisés en gabions avec gradins intérieurs, avec et sans talus, et pour des capacités portantes de sol variables. Les normes du MTQ donnent avec précision les caractéristiques requises pour ce type de mur en fonction principalement de la hauteur projetée et de la capacité portante du sol.

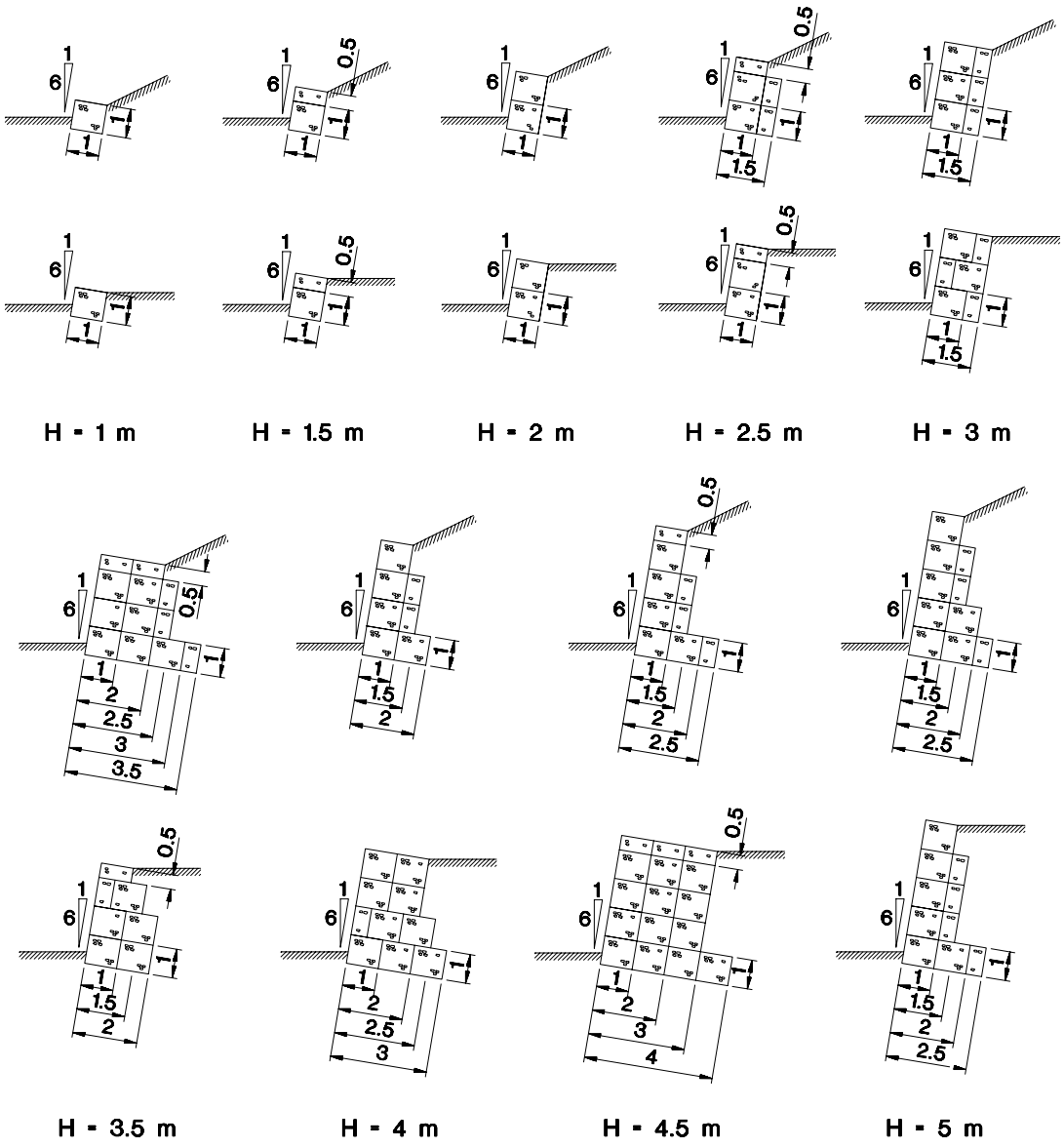


Figure 8.3.3i Coupe type de murs en gabions

8.3.4 Extrémité préfabriquée

Des extrémités préfabriquées en acier sont disponibles pour les ponceaux en tôle ondulée de forme circulaire et arquée jusqu'à 2400 mm de diamètre et 2130 mm de portée respectivement. La figure 8.3.4 illustre ce type d'extrémité.

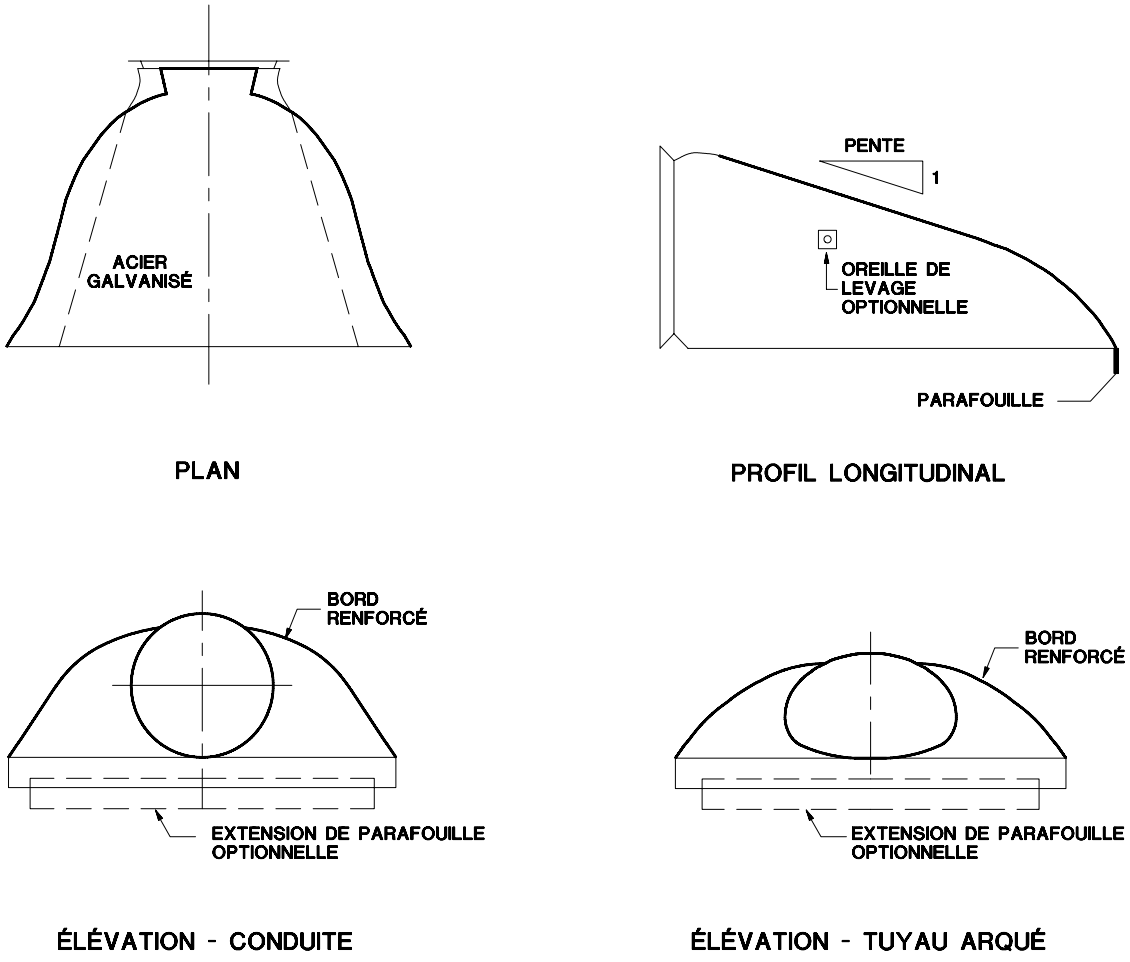


Figure 8.3.4 Extrémité préfabriquée

Ces extrémités préfabriquées peuvent notamment raccourcir un peu le ponceau, retenir le remblai, améliorer légèrement le rendement hydraulique et empêcher l'érosion. Elles augmentent cependant le coût total de la structure et ne sont généralement pas considérées comme essentielles. L'ancrage de ces unités doit être particulièrement soigné pour empêcher leur écrasement sous la pression des terres ou leur soulèvement par l'effet des sous-pressions hydrauliques.

8.3.5 Ponceau en biais

Les extrémités des ponceaux en biais doivent être aménagées perpendiculairement à la direction du cours d'eau plutôt que parallèlement à la route. De plus, la configuration du remblai doit être modifiée comme le montre la figure 8.3.5 en raison de contraintes de sécurité routière et, dans le cas des tuyaux flexibles, pour assurer une poussée suffisante du remblai sur les parois du tuyau afin d'éviter son soulèvement.

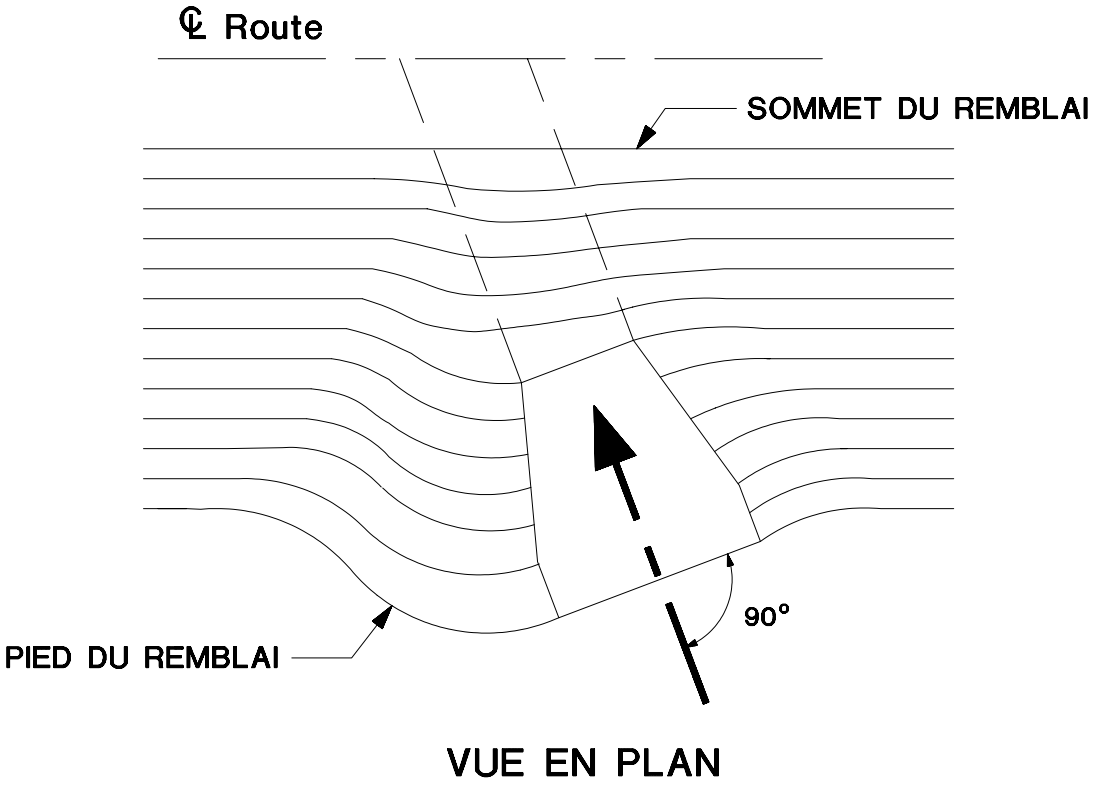


Figure 8.3.5 Aménagement du remblai pour ponceau en biais

8.3.6 Sous-pressions hydrostatiques

Les sous-pressions sont des efforts ascendants qui s'exercent sur tout corps plongé dans un liquide.

Certaines précautions doivent donc être prises afin d’empêcher le soulèvement engendré par les forces de sous-pressions, surtout dans le cas de structures flexibles :

- maximiser la force d'ancrage de l'entrée;
- prévoir une pente de talus la plus raide possible pour le remblai autour de l'entrée;
- éviter les biais prononcés surtout dans le cas d'un remblai peu élevé;
- ajuster la configuration du remblai dans le cas d'un biais important;
- éviter d'installer des ponceaux plus longs que le minimum nécessaire;
- prévenir l'érosion du remblai autour du ponceau;

Des précautions additionnelles s'appliquent spécifiquement aux extrémités biseautées des tuyaux flexibles :

- biseauter en paliers;
- éviter de biseauter parallèlement à la route un ponceau en biais;
- renforcer les bords de l'entrée pour prévenir toute déformation due aux forces hydrauliques et aux pressions du sol;

Outre les ancrages classiques, tels que les murs de tête, d'autres méthodes permettent de contrer les forces de soulèvement :

- utiliser des plaques de tôle ondulée installées dans des tranchées;
- utiliser des câbles enserrant le tuyau et ancrés dans le sol ou des tirants attachés aux extrémités du tuyau;

La force hydrostatique approximative s'appliquant à une extrémité peut être déterminée en établissant le poids du volume d'eau dans le tuyau compris entre le niveau hydrostatique à l'extérieur du tuyau et le niveau normal d'écoulement dans ce dernier.

Le schéma de la figure 8.3.6a illustre les forces en présence et permet d'identifier les différents paramètres.

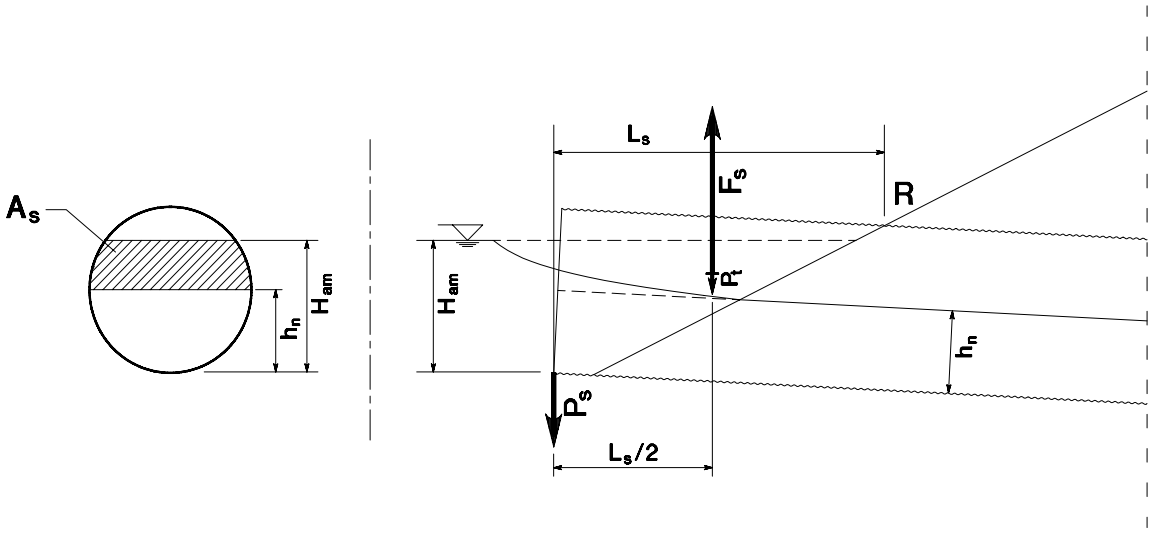


Figure 8.3.6a Paramètres des forces de sous-pressions

La force hydrostatique s'exprime ainsi par l'équation suivante :

$$F_s = A_s \bullet L_s \bullet \gamma_e \qquad (8.3.6a)$$

où F_s : force hydrostatique (Kg-f)
A_s : aire du tuyau comprise entre H_{am} et h_n (m^2)
L_s : longueur du tuyau hors du remblai (m)
γ_e : poids spécifique de l'eau (1000 Kg-f/m^3)

Afin de déterminer le poids requis pour annuler la force hydrostatique (poids qui peut être logé dans le mur parafouille), la sommation des moments des forces en présence par rapport au point R permet d'obtenir l'équation suivante :

$$P_s = \frac{F_s - P_t}{2} \qquad (8.3.6b)$$

où F_s : force hydrostatique (Kg-f)
P_s : poids stabilisateur nécessaire (Kg-f)
P_t : poids du tuyau (sur une longueur L_s)

En première approximation, le poids propre du tuyau peut être négligé. L'équation 8.3.6b se simplifie donc ainsi :

$$P_s = \frac{F_s}{2} \qquad (8.3.6c)$$

L'exemple pratique suivant permet de visualiser le calcul.

Exemple pratique

Le problème est de déterminer le poids du mur parafouille nécessaire pour s'opposer aux forces de sous-pressions hydrostatiques s'appliquant à l'extrémité du tuyau à extrémité saillante illustré à la figure 8.3.6.

Les données du problème sont les suivantes :

D	:	3000 mm (TTOG - jauge = 3.5 mm)
n	:	0.024
Q_{25}	:	12.2 m^3/s
$S_{ponceau}$	:	1.0 %
L_s	:	6.0 m
A_0	:	7.07 m^2 ($\pi \bullet D^2/4$)

En contrôle à l'entrée et pour le débit de conception, la hauteur d'eau à l'amont de la structure (H_{am}) est de 2.4 m.

La hauteur normale de l'écoulement à l'intérieur du ponceau (loin de l'entrée) (h_n) a été établie à 1.5 m par itérations successives à partir de l'équation de Manning.

H_{am}	:	2.4 m
h_n	:	1.5 m

L'aire du tuyau comprise entre H_{am} et h_n doit être établie pour calculer A_s:

pour H_{am} = 2.4 m $A/A_0 = 0.86$, ainsi $A = 0.86 \bullet 7.07 = 6.08\ m^2$
pour h_n = 1.5 m $A/A_0 = 0.50$, ainsi $A = 0.50 \bullet 7.07 = 3.54\ m^2$

Ainsi, $A_s = 6.08 - 3.54 = 2.54\ m^2$

L'équation 8.3.6a donne ensuite la force hydrostatique s'appliquant à l'extrémité du tuyau :

$$F_s = A_s \bullet L_s \bullet \gamma_e = 2.54 \bullet 6.0 \bullet 1000 = 15240 \text{ Kg-f}$$

Le poids nécessaire pour annuler cette force se calcule à l'aide de l'équation 8.3.6c :

$$P_s = \frac{F_s}{2} = \frac{15240}{2} = 7620 \text{ Kg-f}$$

Le poids propre du tuyau peut généralement être négligé en première approximation.

Un facteur de sécurité de 2.0 est généralement appliqué; le poids nécessaire pour assurer la stabilité de l'extrémité du tuyau est ainsi de :

$$2.0\ P_s = 2.0 \bullet 7620 = 15240\ \text{Kg-f}$$

soit l'équivalent d'environ 6.4 m^3 de béton.

Flambage du radier

Ce défaut se développe principalement dans les tuyaux flexibles de forme arquée ou elliptique. Les figures 8.3.6b et 8.3.6c illustrent le phénomène. Le flambage du radier se produit généralement à cause des pressions hydrostatiques à l'intérieur du remblai. Ce phénomène peut se produire même dans le cas où l'entrée est protégée par un mur de tête ou un ancrage adéquat. L'accumulation de l'eau dans le remblai autour du ponceau peut en être la cause. L'eau peut provenir d'une fuite d'un système d'aqueduc ou d'égout, d'une infiltration dans le remblai à partir de l'amont de la structure ou à partir de la surface, ou encore d'une fluctuation de la nappe phréatique.

Ce risque de flambage du radier, dans les cas de remblai saturé, peut être réduit en procédant lors de la mise en place à :

- une densification adéquate du remblai autour de la conduite;
- l'imperméabilisation locale du remblai par une couche d'argile ou d'un matériau équivalent installée sur les pentes du remblai à chaque extrémité;
- le perçage d'une ouverture dans le mur de tête en aval afin d'assurer le drainage du remblai (cette ouverture doit être munie d'un filtre empêchant la perte des matériaux fins);
- la vérification de l'étanchéité des systèmes d'aqueduc et d'égout dans la zone adjacente à la structure;

Il peut être préférable d'éviter l'utilisation des tuyaux arqués ou elliptiques lorsque de telles conditions sont présentes.

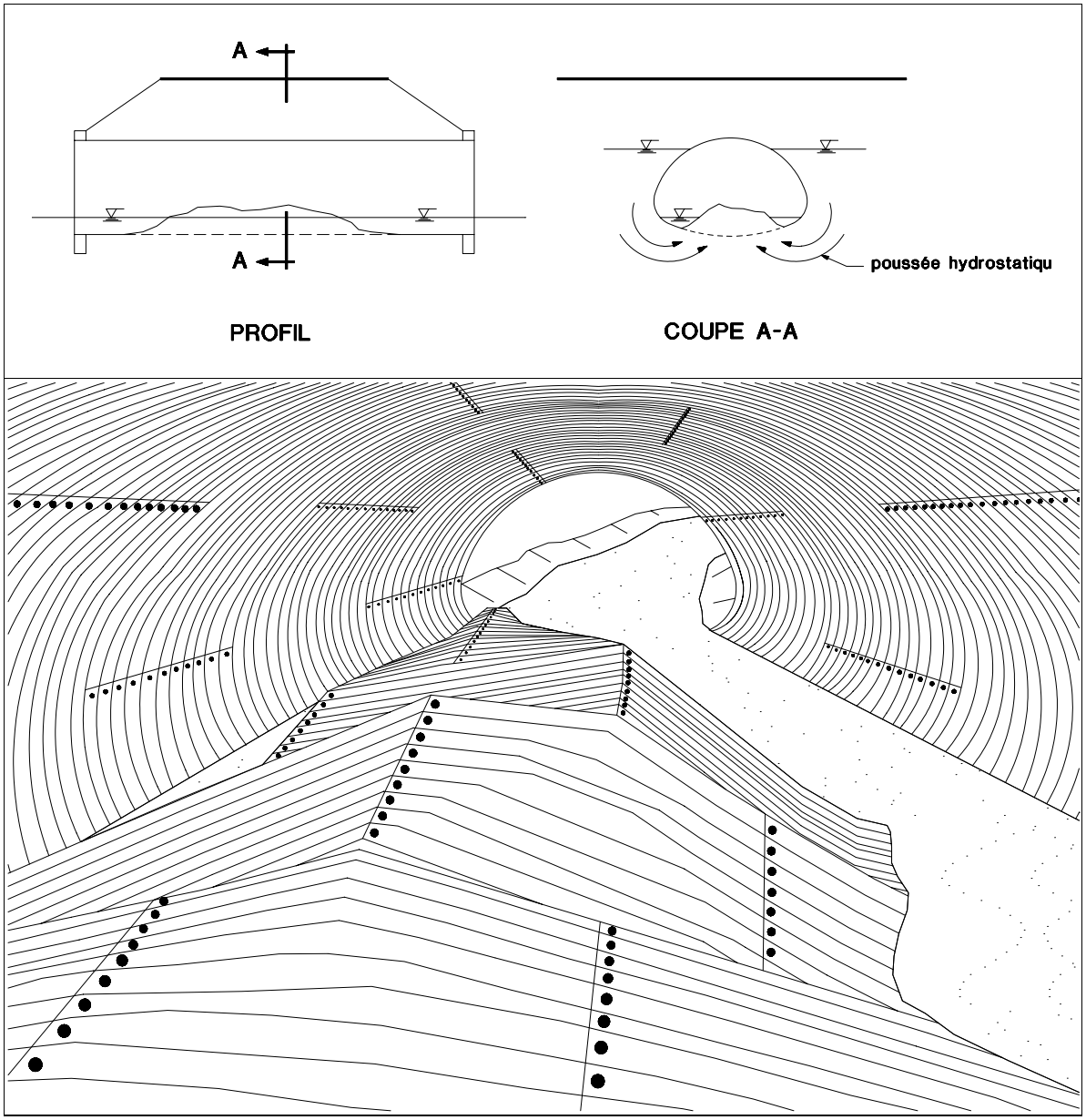


Figure 8.3.6b Schématisation du flambage du radier par les forces de sous-pressions

8.4 PROTECTION DU LIT DU COURS D'EAU

L'érosion au voisinage des ponceaux se classe généralement en deux catégories.

La première touche les cours d'eau dits « stables », c'est-à-dire ceux dont le parcours et le profil varient peu dans le temps. Dans le cas où les berges et le lit du cours d'eau seraient constitués d'un matériau qui s'érode facilement, l'érosion apparaît généralement sous la forme d'une fosse d'affouillement à la sortie du ponceau, creusée par les fortes vitesses locales de l'écoulement. Les matériaux grossiers enlevés à cet endroit se déposent généralement immédiatement à l'aval et forment souvent un seuil en travers du cours d'eau. Ce seuil peut amener lui-même des problèmes d'érosion de la berge latérale en y faisant dévier l'écoulement. Cette fosse d'affouillement peut cependant être comblée par le transport naturel de sédiments du cours d'eau et ne réapparaître qu'à la prochaine crue. Dans le même ordre d'idées, il est aussi possible qu'un certain affouillement se produise à l'entrée immédiate du ponceau à cause d'une perturbation locale de l'écoulement.

La deuxième catégorie d'érosion touche les cours d'eau dits « instables », c'est-à-dire ceux dont le parcours et le profil varient de façon importante d'une crue à l'autre. Dans ces cas, le ponceau est, à toute fin pratique, indépendant de ce type d'érosion et en subit lui aussi les conséquences, qui sont généralement soit un rehaussement ou un abaissement général du lit du cours d'eau, soit une sédimentation locale qui obstrue partiellement le ponceau et en diminue la performance hydraulique, soit la formation, à la sortie du ponceau d'une chute, qui n'en affecte généralement pas directement la performance mais qui peut entraîner d'autres effets négatifs.

L'évolution morphologique du cours d'eau à l'étude doit donc être sommairement évaluée afin d'en déterminer l'orientation, le taux de changement ainsi que les causes probables; ce phénomène peut influencer le choix de l'ouvrage à mettre en place.

Une fosse d'affouillement peu profonde à la sortie d'un ponceau n'est pas nécessairement nuisible à l'équilibre local du cours d'eau et peut être même bénéfique dans certain cas. Certaines contraintes fauniques de migration des poissons peuvent par contre interdire ou, au contraire, exiger une telle fosse en raison, par exemple, de la vitesse natatoire des espèces fréquentant le cours d'eau.

Une protection contre l'affouillement n'est pas nécessaire dans tous les cas. En effet, les matériaux composant le lit du cours d'eau peuvent être aptes à résister aux vitesses d'écoulement à la sortie du ponceau et ne pas nécessiter une protection supplémentaire. Les tableaux 8.4a et 8.4b de l'annexe indiquent les vitesses moyennes admissibles pour différents types de matériau du lit.

Les sous-sections suivantes décrivent les méthodes les plus courantes pour protéger le lit contre l'effet des fortes vitesses d'écoulement.

Certaines protections spéciales telles qu'un élargissement artificiel du cours d'eau, une fosse d'affouillement préfabriquée, un bassin calmant peuvent parfois être justifiés pour empêcher ou régler des problèmes sérieux d'érosion ou d'affouillement. Ces constructions peuvent cependant s'avérer relativement coûteuses et ne doivent être utilisées que dans des cas exceptionnels.

Les types de protection décrits aux sous-sections suivantes ne sont généralement applicables que pour des cours d'eau stables.

8.4.1 Empierrement

Lorsque la vitesse d'écoulement, (normalement à la sortie du ponceau), dépasse la vitesse que peut supporter la granulométrie des matériaux du lit, une protection est nécessaire. La méthode de protection généralement utilisée consiste à incorporer au lit un enrochement en pierres d'un diamètre suffisant pour résister aux vitesses de l'écoulement. Le tableau 8.4.1 regroupe les cinq types de pierres normalisés en fonction de la vitesse maximale admissible de l'écoulement.

Tableau 8.4.1 Revêtement en pierres et vitesse maximale admissible d'écoulement

Pierres type	Épaisseur du revêtement (mm)	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

Le revêtement doit être réalisé tel qu'indiqué aux figures 8.4.1a à 8.4.1e, regroupées en annexe. Une membrane géotextile sous l'enrochement peut être nécessaire afin de prévenir la perte des particules fines du sol sous-jacent et éviter ainsi tout déplacement de l'empierrement.

Lorsqu'une pierre de dimension adéquate n'est pas disponible, une protection en béton, en sacs de sable et ciment, en blocs préfabriqués ou en gabions peut être réalisée.

Dans le cas où la vitesse de l'écoulement est supérieure à celles indiquées au tableau 8.4.1, le graphique de la figure 8.4.1f permet de déterminer la dimension des pierres de l'enrochement requis. Ce graphique donne la vitesse d'écoulement à laquelle peut résister une pierre en fonction de son diamètre sphérique équivalent.

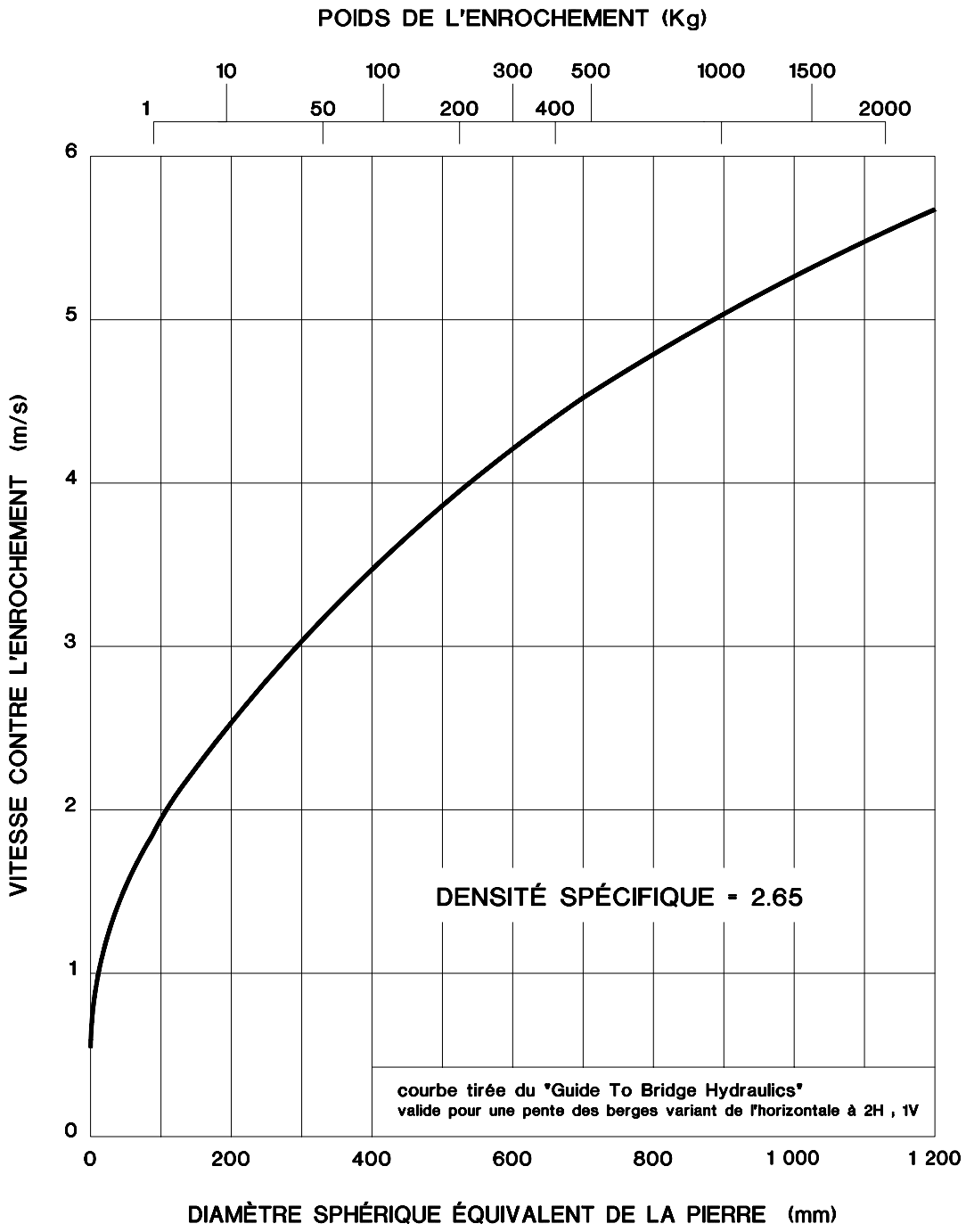


Figure 8.4.1f Dimension de l'enrochement stable en fonction de la vitesse de l'écoulement contre l'enrochement

8.4.2 Fosse d'affouillement préfabriquée

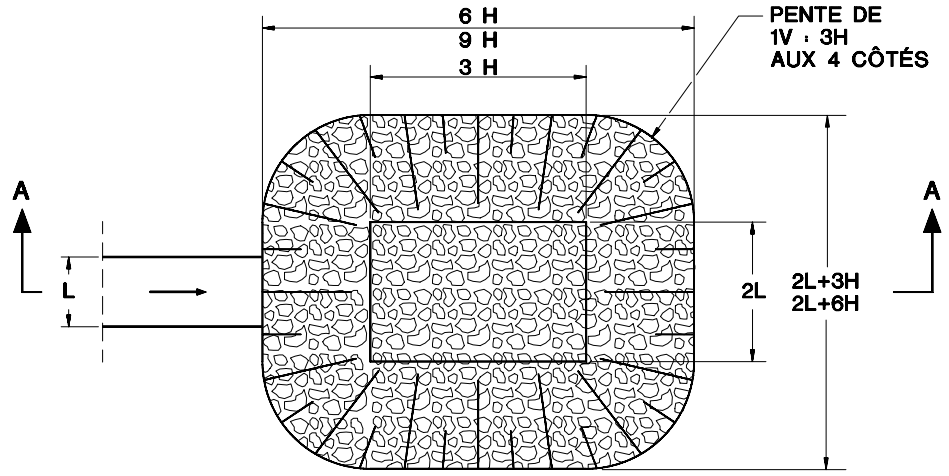
L'aménagement d'une fosse d'affouillement artificielle à la sortie du ponceau peut constituer quelquefois une solution adéquate pour dissiper localement l'énergie cinétique de l'écoulement avant que ce dernier n'atteigne le cours d'eau original.

La figure 8.4.2 illustre une cuvette creusée et protégée par de l'empierrement. La profondeur de la cuvette est égale soit à la demi-hauteur du ponceau, soit à sa pleine hauteur. Le choix de la profondeur dépend des contraintes d'aménagement, en particulier celles touchant la sécurité publique.

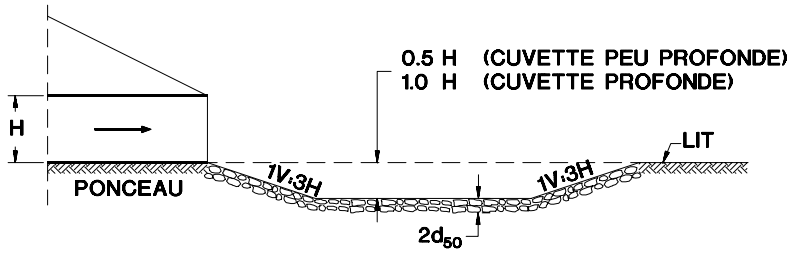
L'équation 8.4.2 donne les dimensions nécessaires pour l'enrochement tandis que le tableau 8.4.2 donne les dimensions caractéristiques des deux types de cuvette généralement utilisés.

$$d_{50} = \left[\frac{0.028\,H^{2}}{H_{av}}\right]\left[\frac{Q}{LH^{1.5}}\right]^{1.33} \qquad (8.4.2)$$

où d_{50} : diamètre moyen de la pierre (m)
H : hauteur du ponceau (m)
Q : débit de conception (m^3/s)
H_{av} : hauteur d'eau à l'aval (m)
L : largeur du ponceau (m)



PLAN



COUPE A-A

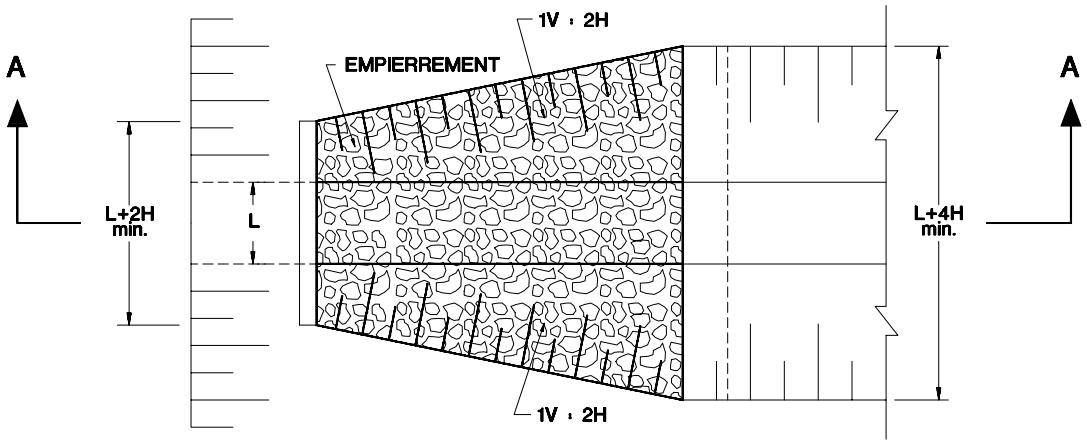
Figure 8.4.2 Fosse d'affouillement préfabriquée

Tableau 8.4.2 Dimensions caractéristiques des cuvettes types

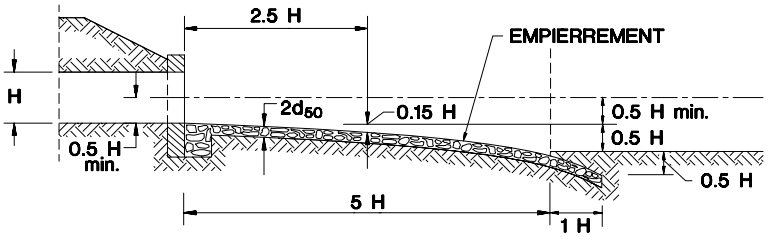
Fosse préfabriquée	Profondeur de 0.5 H	Profondeur de 1.0 H
longueur du fond	3 H	3 H
largeur du fond	2 L	2 L
longueur au sommet	6 H	9 H
largeur au sommet	2 L + 3 H	2 L + 6 H
épaisseur de l'empierrement	$2 \bullet d_{50}$	$2 \bullet d_{50}$
pentes	1 V:3 H	1 V:3 H
diamètre de la pierre médiane	d_{50} (éq. 8.4.2)	$0.66 \bullet d_{50}$

8.4.3 Transition empierrée

Dans le cas où le radier à la sortie du ponceau serait au-dessus du niveau naturel du lit du cours d'eau, l'aménagement illustré à la figure 8.4.3 assure une transition graduelle et une protection adéquate à la sortie du ponceau.



PLAN



COUPE A-A

Figure 8.4.3 Transition empierrée

Les dimensions caractéristiques de l'ouvrage sont données ci-après :

- longueur de la transition (m) : 5 H
- largeur minimale à l'entrée de la transition (m) : L + 2 H
- épaisseur de l'empierrement (m) : 2· d50
- largeur minimale à la fin de la transition (m) : L + 4 H
- diamètre moyen de pierre (m) :

$$d_{50} = \left[\frac{0{,}035 \quad H^{2}}{H_{av}}\right]\left[\frac{Q}{LH^{1.5}}\right]^{1.333} \qquad (8.4.3)$$

où H : hauteur du ponceau (m)
Q : débit de conception (m^3/s)
H_{av} : hauteur d'eau à l'aval (m)
L : largeur du ponceau (m)

Une pente longitudinale plus douce peut être utilisée si le profil illustré à la figure 8.4.3 n'est pas réalisable : la performance hydraulique de la transition sera cependant diminuée. La largeur minimale à l'amont, dans ce cas, doit être de (L + 4 H) au lieu de (L + 2 H).

Pour des raisons économiques, l'empierrement peut être remplacé par un matelas de gabions ou une protection équivalente lorsque les caractéristiques du site à l'étude le permettent.

8.4.4 Dissipateur d'énergie

Dans les cas où l'écoulement présente une très forte énergie, l'aménagement d'une cuvette de ressaut hydraulique peut être envisagé. La figure 8.4.4 illustre un exemple type d'une telle installation. Cette structure est cependant un ouvrage coûteux et doit être considéré uniquement en derniers recours pour résoudre des cas particulièrement complexes. Sa conception dépasse cependant le cadre du présent manuel et le lecteur est prié de consulter les références citées.

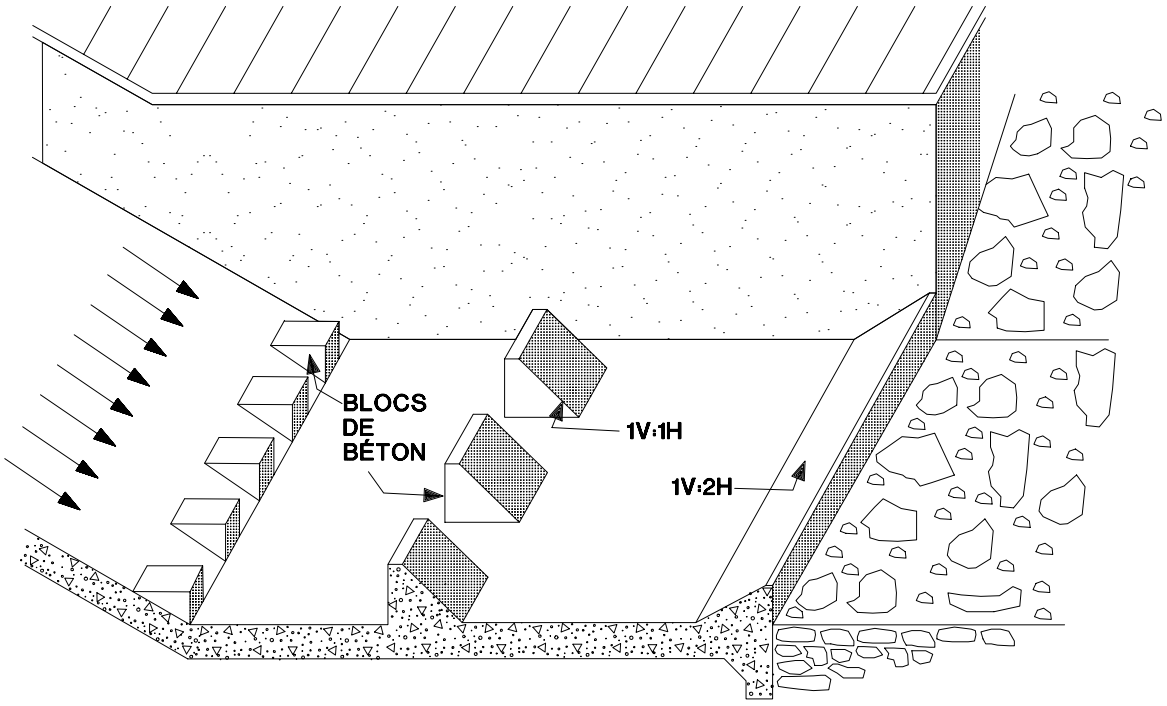


Figure 8.4.4 Dissipateur d'énergie - aménagement type

8.5 PROTECTIONS ADDITIONNELLES

Un ponceau peut nécessiter l'installation de protections complémentaires; leurs coûts sont cependant rarement négligeables et ces protections ne doivent donc être prévues que si elles sont nécessaires. Une protection particulière du remblai, un déflecteur de débris ou un aménagement pour le contrôle des barrages de castors sont quelques-uns des ouvrages connexes parfois nécessaires pour assurer la pérennité d'un ponceau.

8.5.1 Protection du remblai

Une protection spéciale contre l'érosion du remblai de la route entourant un ponceau n'est pas toujours nécessaire. Par contre, si le remblai est constitué de sable ou d'un sol qui s'érode facilement ou encore, si la vitesse d'écoulement à l'approche du ponceau est relativement grande ou que l'écoulement n'est pas bien aligné avec l'entrée du ponceau, une protection partielle du remblai à l'amont de la structure peut être nécessaire. L'érosion d'une partie du remblai à l'amont du ponceau peut entraîner une infiltration et une érosion du matériau du remblai le long de la structure, ce qui peut avoir comme conséquence de déstabiliser le ponceau et d'entraîner ultérieurement la perte de l'ouvrage. L'érosion du remblai à la sortie est moins grave parce qu'elle n'entraîne pas nécessairement de problèmes sérieux. La protection du remblai de l'extrémité à l'aval peut donc être souvent plus légère.

La forme la plus courante de protection du remblai consiste en un revêtement en pierres de dimensions normalisées. Le tableau 8.4.1 donne les dimensions des types d'enrochements utilisés. L'empierrement est pratique et efficace pour des vitesses d'écoulement modérées. Les avantages de ce type de protection sont la disponibilité de la pierre, la souplesse du revêtement qui s'ajuste au tassement ou à un affouillement modéré ainsi que la facilité à réparer lors d'instabilités.

Lorsque la pierre n'est pas disponible, l'empierrement peut être remplacé par une protection équivalente en béton, en sacs de sable et ciment, en blocs préfabriqués, en gabions, etc.

Sur des sols qui s'érodent très facilement, l'empierrement ou tout autre protection doit être posé sur une membrane géotextile pour empêcher la perte des particules fines.

La protection du remblai à l'entrée ou à la sortie du ponceau doit s'étendre sur une distance égale à une largeur de tuyau de chaque côté de la structure et atteindre une hauteur de 300 mm au-dessus du niveau des eaux hautes de conception.

8.5.2 Contrôle des débris

Aux sites où le volume de débris transporté par le cours d'eau est important et où les risques d'accumulation aux abords de la structure ne sont pas négligeables, trois solutions peuvent généralement être envisagées, selon la quantité de débris transportés et leur volume. Il s'agit de :

- faire passer les débris à travers le ponceau, soit en prévoyant un ouvrage pour ce faire à l'entrée, soit en augmentant simplement l'ouverture par rapport à celle requise en raison des contraintes d'ordre strictement hydraulique;

- intercepter les débris à l'entrée tout en assurant le rendement hydraulique adéquat de l'ouvrage;

- réorienter les débris vers une zone adjacente à l'ouvrage où ils peuvent être stockés temporairement avant d'être ramassés;

À certains sites particulièrement exposés, si le profil de la route le permet, une conduite d'évacuation secondaire peut être prévue au-dessus de la conduite principale.

Dans des cas extrêmes de transport de débris, il peut même être nécessaire de construire un pont.

Les figures 8.5.2a et 8.5.2b illustrent des structures types qui répondent aux objectifs mentionnés.

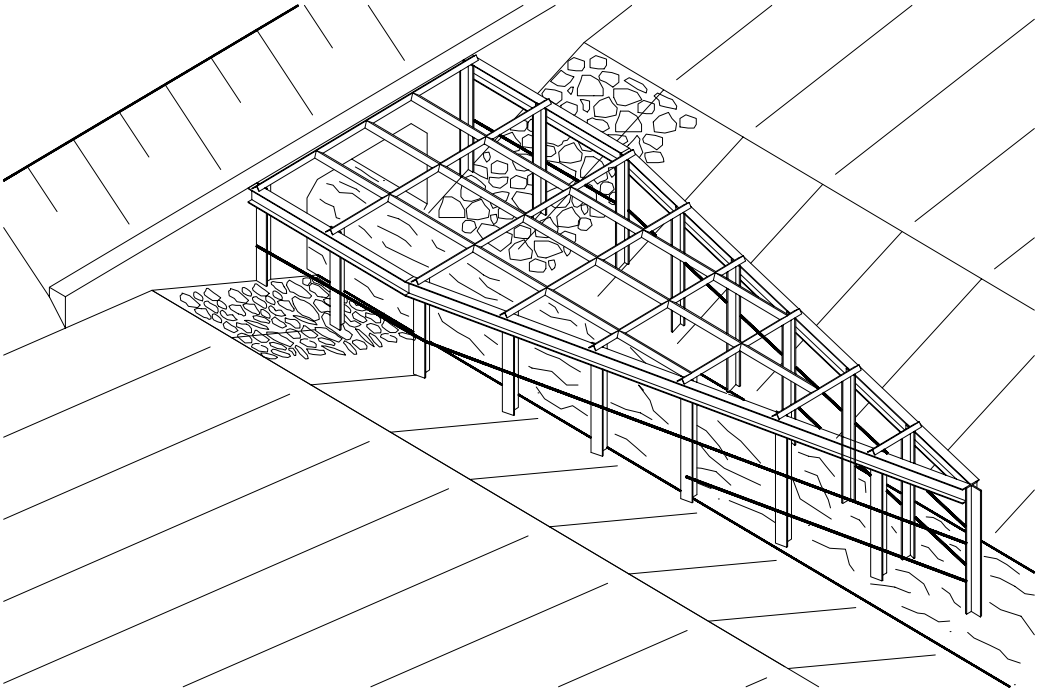


Figure 8.5.2a Déflecteur à débris - exemple type

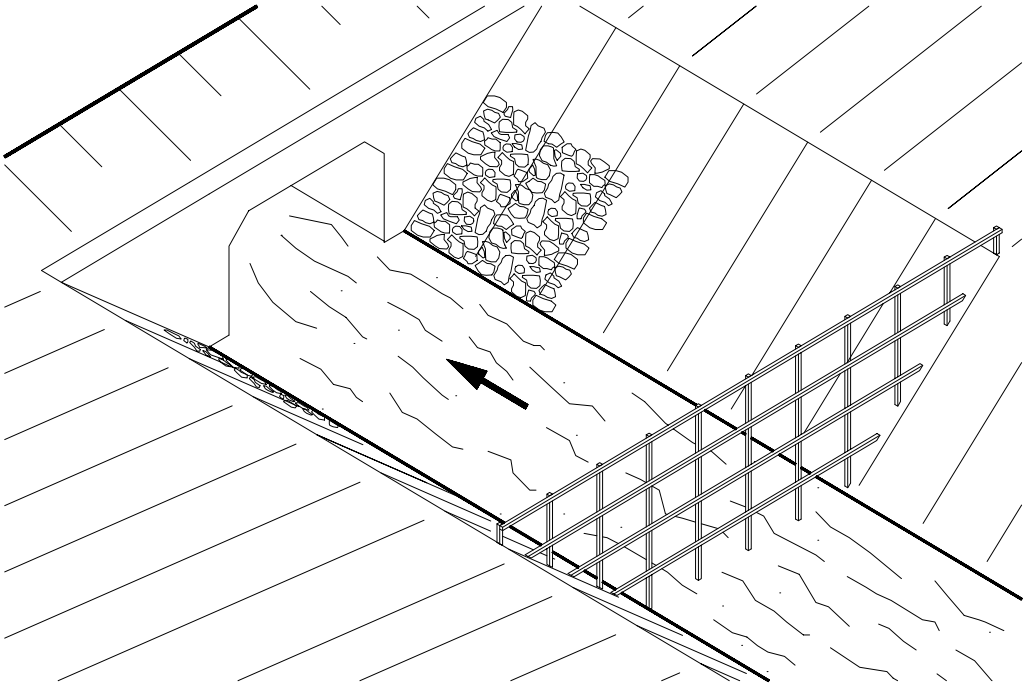


Figure 8.5.2b Pièges à débris - exemple type

8.5.3 Contrôle des barrages de castors

Les problèmes causés aux routes par les barrages de castors, principalement à l'entrée des ponceaux, est une réalité dans certaines régions du territoire québécois. Ces barrages bloquent complètement ou partiellement l'écoulement, peuvent faire augmenter le niveau des eaux jusqu'à la hauteur de la route et détériorer le remblai.

Un barrage de castors en aval d'un ponceau peut aussi en réduire le rendement hydraulique s'il entraîne des niveaux d'eau suffisants.

Un moyen temporaire de limiter le niveau des eaux consiste à installer un tuyau en travers du barrage de castors. Cette intervention a un caractère temporaire car elle nécessite une surveillance et un entretien régulier. Le tuyau, dont l'extrémité à l'amont est en forme de T, assure le drainage des eaux à travers le barrage sans que les castors ne puissent détecter la fuite. Les débits de crue doivent cependant demeurer faibles sinon les dimensions de tuyau nécessaires deviennent importantes. La figure 8.5.3a illustre cette solution.

L'approche préconisée pour limiter les dégâts à la route consiste à fournir au castor un site privilégié pour l'aménagement d'un barrage. Les travaux nécessaires consistent à aménager un canal précédé d'un pré-barrage immédiatement à l'amont du ponceau. Comme le castor a tendance à construire son barrage à l'endroit le plus étroit du cours d'eau, le pré-barrage se révèle à ses yeux un site idéal pour ce faire. Cette solution se veut permanente et se révèle efficace. Le schéma de la figure 8.5.3b donne les caractéristiques de l'ouvrage.

Dans les cas où le site ne se prête à aucun des aménagements précédents, la solution consiste à se débarrasser des trouble-fête, tout en sachant que cela ne s'avère généralement qu'une solution à court terme puisque le problème peut être récurrent.

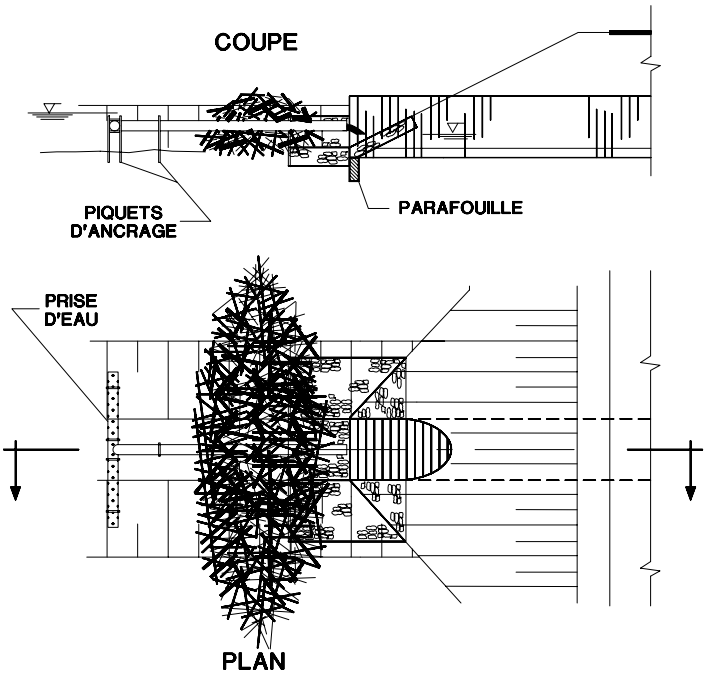


Figure 8.5.3a Tuyau en «T» - Contrôle des barrages de castors

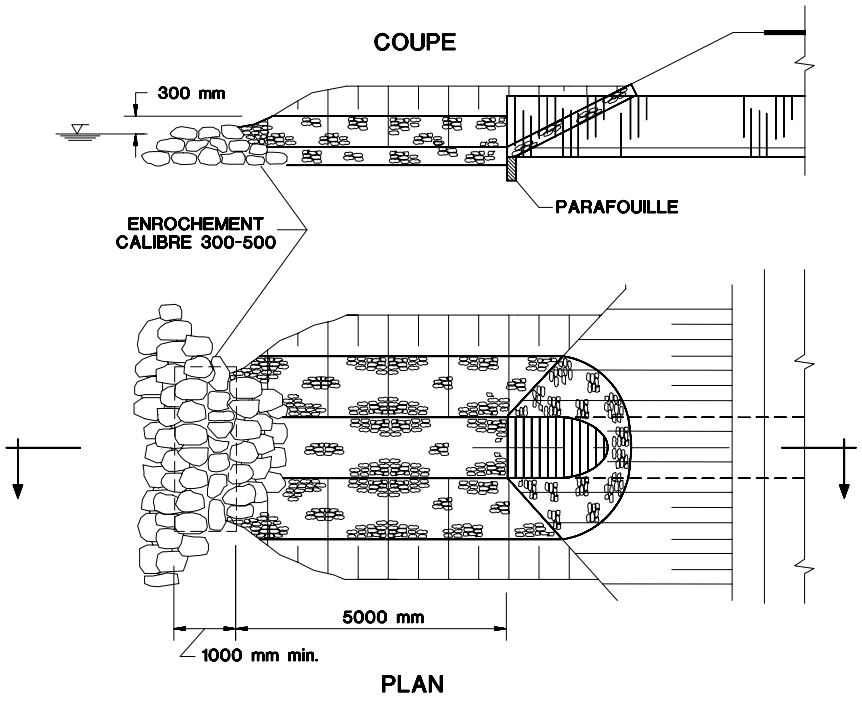


Figure 8.5.3b Pré-barrage - Contrôle des barrages de castors

RÉFÉRENCES

1. Jerome M. Normann et al. Hydraulic Design of Highway Culverts. Report No FHWA-IP-85-15, HDS No 5, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. 1985.

2. J.D. Harris. Hydraulic Design of Culverts. MTC Drainage Manual - Ontario. 1985.

3. ARTC/RTAC. Guide To Bridge Hydraulics. Project Committee on Bridge Hydraulics of RTAC. Ed. C.R.Neill. Canada 1973.

4. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels. Hydraulic Engineering Circular No 14. 1975.

5. Schilling M.G. Culvert Outlet Protection Design, Computer program documentation. Report No FHWA-RD-75-508. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Washington, D.C. 1975.

6. Fletcher, Bobby P. et al. Practical Guidance for Design of Lined Channel Expansions at Culverts Outlets; Hydraulic Model Investigation. Technical Report H-74-9. U.S. NTIS (National Technical Information Service). Springfield, Va. 1974.

7. Reihsen G., Harrison L.J. Debris-Control Structures. Hydraulic Engineering Circular No 9. U.S.Department of Transportation, Federal Highway Administration. 1971

8. Banville Daniel. Moyens préconisés pour contrôler les castors nuisibles. Ministère du Loisir, de la Chasse et de la Pêche, Direction de la faune terrestre. Québec 1984

ANNEXE 8

AMÉNAGEMENT DES EXTRÉMITÉS

TABLE DES MATIÈRES

Tableau 8.4a	Vitesse maximale admissible pour terrain naturel avec végétation	8A-1
Tableau 8.4b	Vitesse maximale admissible pour terrain naturel sans végétation	8A-2
Figure 8.4.1a	Aménagement - Extrémité saillante Ponceau circulaire ou arqué de 1200 mm et moins de diamètre ou de portée	8A-3
Figure 8.4.1b	Aménagement - Extrémité saillante Ponceau circulaire ou arqué en tôle ondulée de 1400 à 2400 mm de diamètre ou de portée	8A-4
Figure 8.4.1c	Aménagement - Extrémité biseautée Ponceau circulaire ou arqué en tôle ondulée de 1400 mm et plus de diamètre ou de portée	8A-5
Figure 8.4.1d	Aménagement - Extrémité avec mur vertical partiel Ponceau de 1000 mm et plus de hauteur	8A-6
Figure 8.4.1e	Aménagement - Extrémité avec mur vertical complet Ponceau de 450 mm et plus de hauteur	8A-7
Figure 8.4.1f	Dimension de l'enrochement stable en fonction de la vitesse de l'écoulement contre l'enrochement	8A-8

Tableau 8.4a Vitesse maximale admissible pour terrain naturel avec végétation

Végétation	Pente %	Vitesse maximale admissible (m/s) [1]	
		Terrain résistant	Terrain non résistant
Herbes bien enracinées	0-5 5-10 >10	2.44 2.13 1.83	1.83 1.52 1.22
Herbes à brins courts	0-5 5-10 >10	2.13 1.83 1.52	1.52 1.22 0.91
Mélange	0-5 0-10	1.52 1.22	1.22 0.91
Graminées	0-5	1.07	0.76

[1] : selon le « Handbook of Channel Design for Soil and Water Conservation » , ASCE

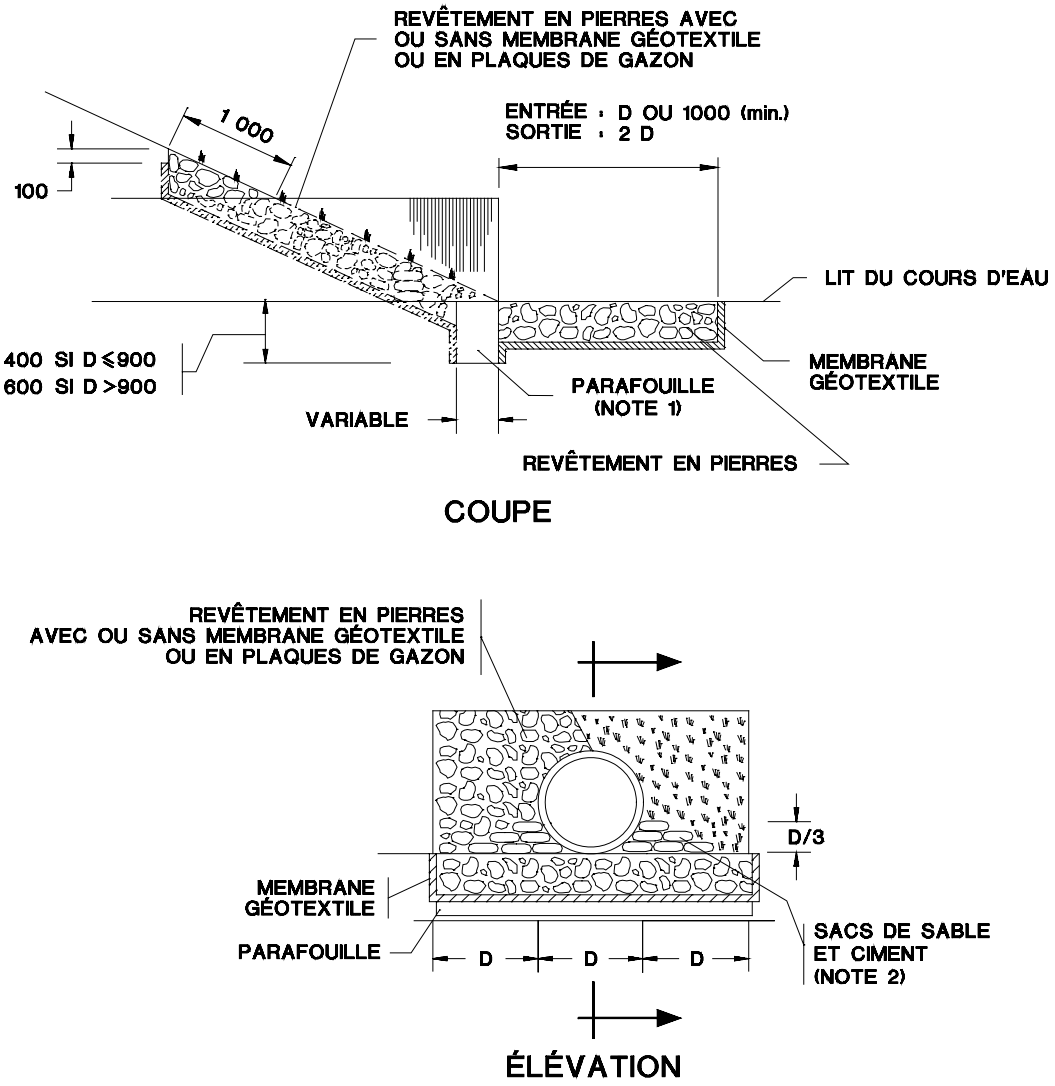
Tableau 8.4b Vitesse maximale admissible pour terrain naturel sans végétation

Matériau	Vitesse maximale admissible (m/s) [1]		
	Eau claire	Eau avec silt	Eau avec sable et gravier
Sable fin	0.46	0.76	0.46
Loam sableux	0.52	0.76	0.61
Loam silteux	0.61	0.91	0.61
Silt alluvionnaire (non colloïdal)	0.61	1.07	0.61
Loam ferme (terre)	0.76	1.07	0.67
Cendre volcanique	0.76	1.07	0.61
Gravier fin	0.76	1.52	1.13
Loam et cailloux	1.13	1.52	1.52
Argile durcie	1.13	1.52	0.91
Silt et cailloux grossiers	1.22	1.68	1.52
Silt alluvionnaire (colloïdal)	1.13	1.52	0.91
Gravier grossier	1.22	1.83	1.98
Gros gravier et galets	1.52	1.68	1.98
Schiste argileux	1.83	1.83	1.52

Note : Les vitesses admissibles de ce tableau sont applicables à des canaux rectilignes. Pour des canaux sinueux, celles-ci doivent être multipliées par le coefficient suivant :

canal légèrement sinueux	**:**	**0.95**
canal moyennement sinueux	**:**	**0.90**
canal fortement sinueux	**:**	**0.80**

[1] : selon le « Special Committes on Irrigation Research » , ASCE

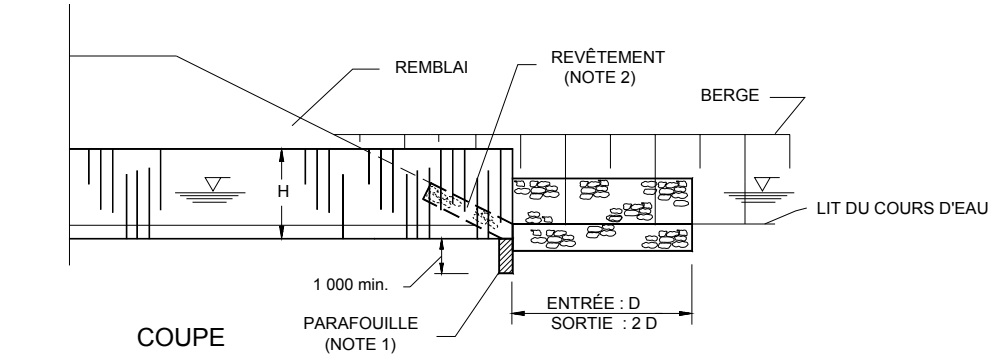


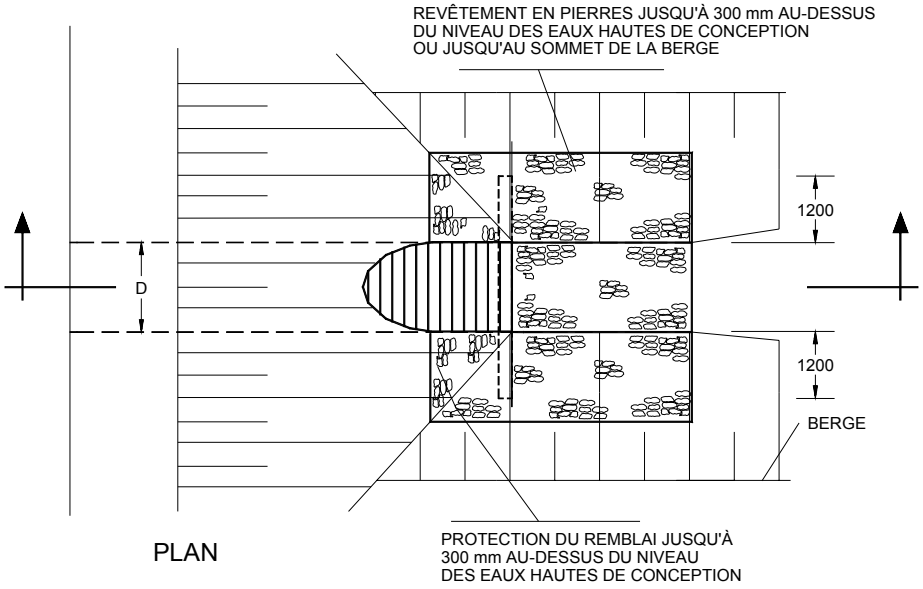
NOTES:

1- PARAFOUILLE
- PIÈCES DE BOIS TRAITÉ DE 200 x 200 ASSEMBLÉES À L'AIDE DE CLOUS @ 600 c/c
- MUR PRÉFABRIQUÉ OU COULÉ EN PLACE EN BÉTON DE 30 MPa
- SACS DE SABLE ET CIMENT

2- SUPPORT FACULTATIF AUX EXTRÉMITÉS, EN SACS DE SABLE ET CIMENT SOUS LES HANCHES DU PONCEAU.

Figure 8.4.1a Aménagement - Extrémité saillante
Ponceau circulaire ou arqué de 1200 mm et moins de diamètre ou de portée



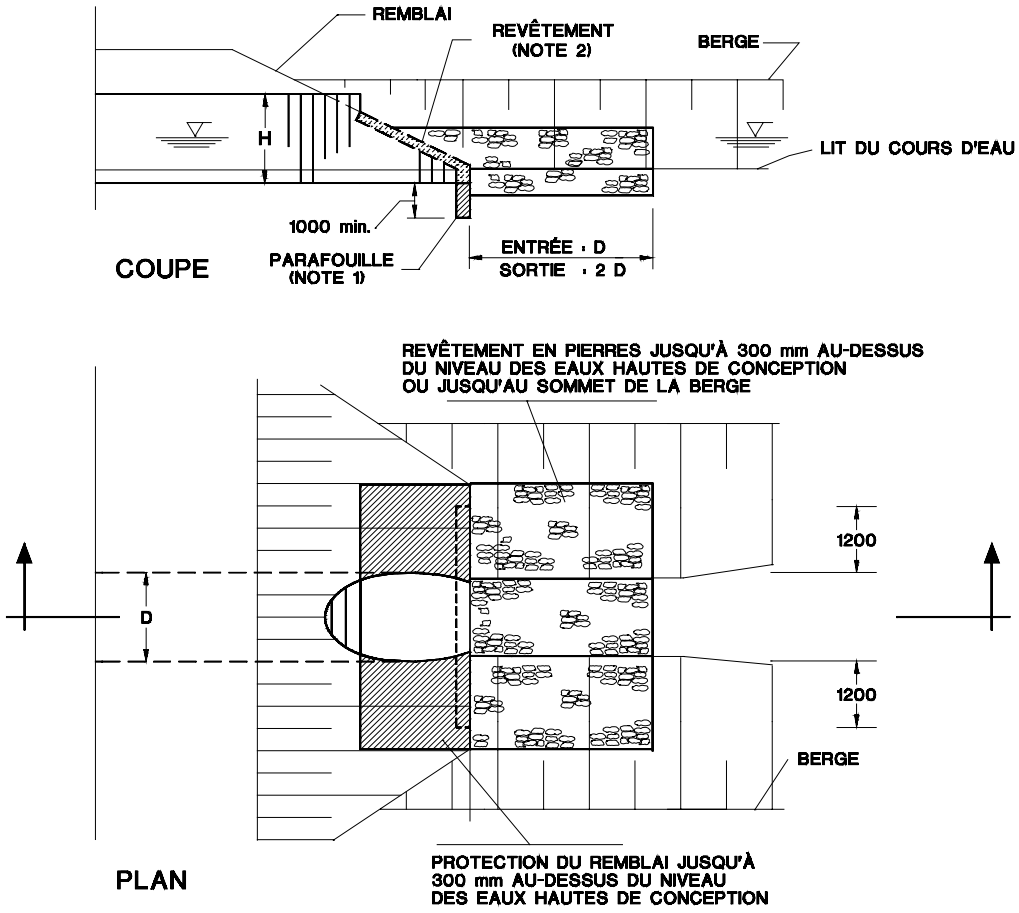


NOTES:

1- PARAFOUILLE
- MUR PRÉFABRIQUÉ OU COULÉ EN PLACE EN BÉTON DE 30 MPa
- SACS DE SABLE ET CIMENT
- PIÈCES DE BOIS TRAITÉ DE 200 x 200 ASSEMBLÉES À L'AIDE DE CLOUS @ 600 c/c
- PALPLANCHES EN ACIER

2- REVÊTEMENT
- EN SACS DE SABLE ET CIMENT
- EN GABIONS
- EN PIERRES (MEMBRANE GÉOTEXTILE SI NÉCESSAIRE)
- EN PAVÉ DE BÉTON À EFFET AUTOBLOQUANT
- EN BÉTON COULÉ EN PLACE

Figure 8.4.1b Aménagement - Extrémité saillante
Ponceau circulaire ou arqué en tôle ondulée de 1400 à 2400 mm de diamètre ou de portée



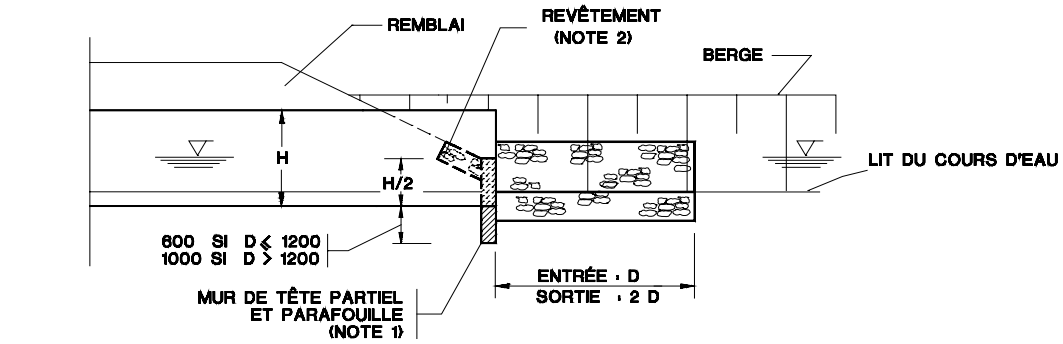
NOTES:

1- PARAFOUILLE
- MUR PRÉFABRIQUÉ OU COULÉ EN PLACE EN BÉTON DE 30 MPa
- SACS DE SABLE ET CIMENT
- PIÈCES DE BOIS TRAITÉ DE 200 x 200 ASSEMBLÉES À L'AIDE DE CLOUS @ 600 c/c
- PALPLANCHES EN ACIER

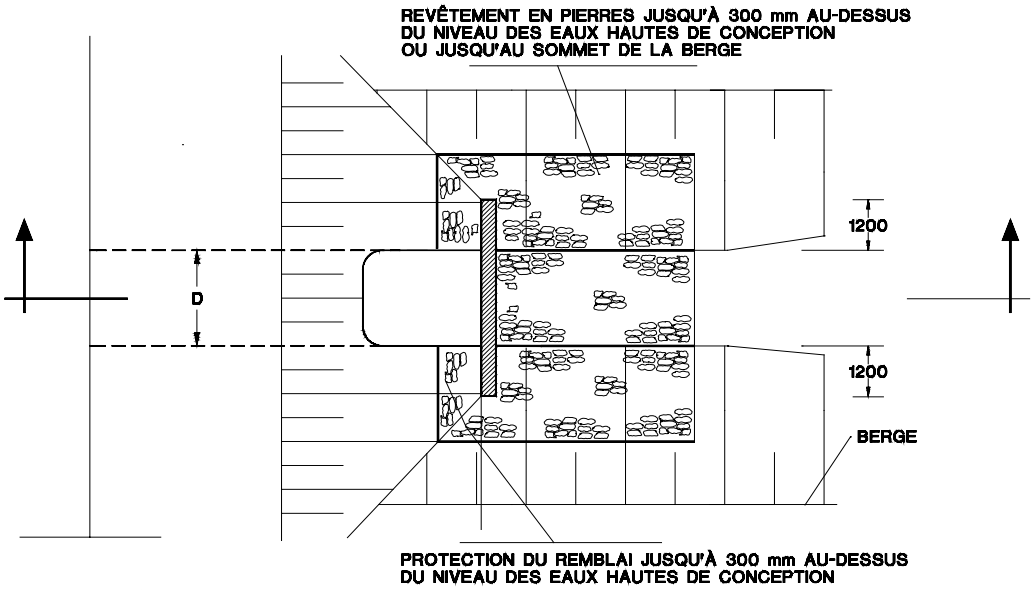
2- REVÊTEMENT
- EN BÉTON DE 30 MPa COULÉ EN PLACE
- EN SACS DE SABLE ET CIMENT
- EN GABIONS
- EN PIERRES (MEMBRANE GÉOTEXTILE SI NÉCESSAIRE)
- EN PAVÉ DE BÉTON À EFFET AUTOBLOQUANT

3- BISEAU
- LE BISEAUTAGE DU PONCEAU DOIT ÊTRE EFFECTUÉ EN USINE

Figure 8.4.1c Aménagement - Extrémité biseautée
Ponceau circulaire ou arqué en tôle ondulée de 1400 mm et plus de diamètre ou de portée



COUPE



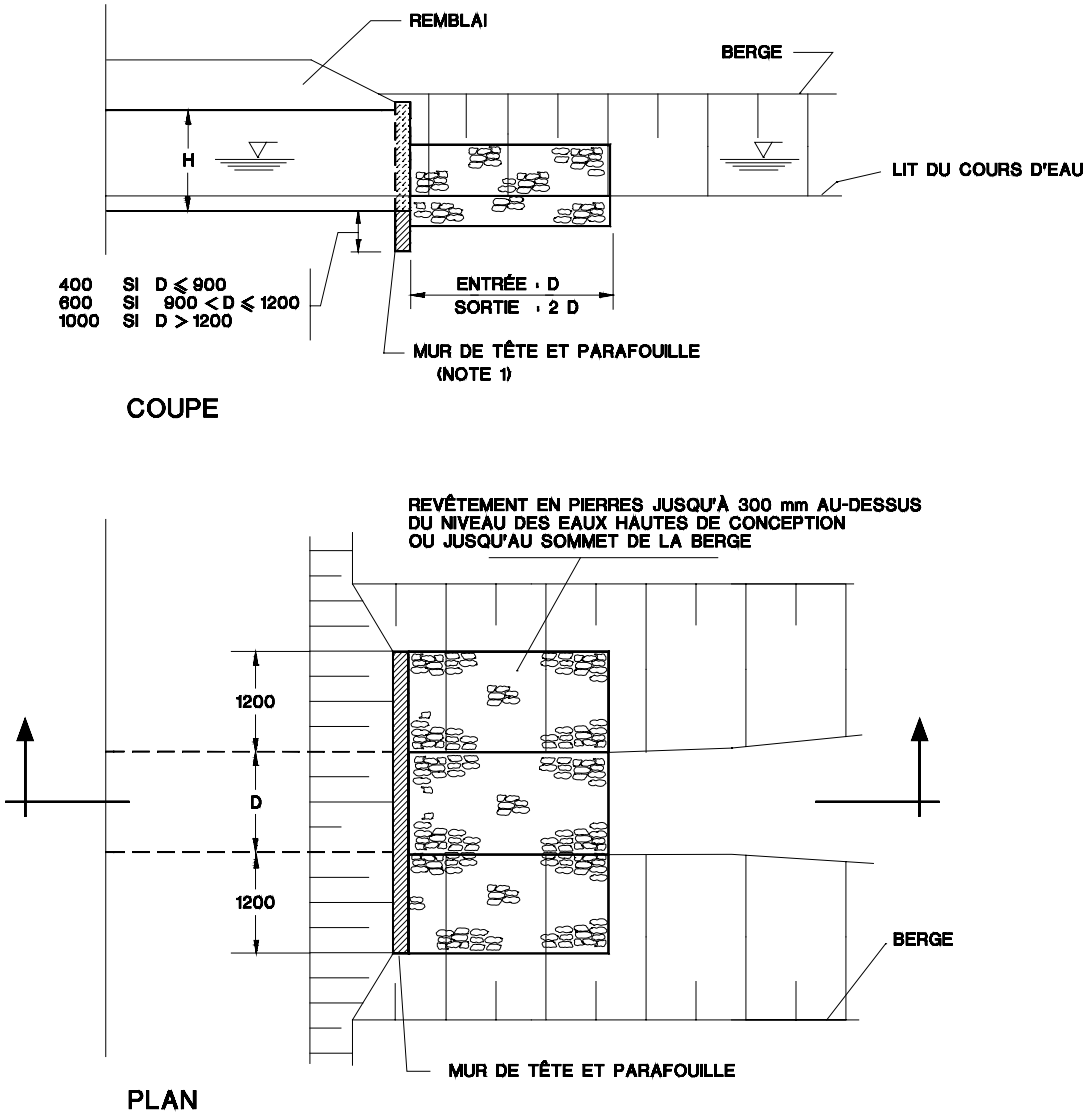
PLAN

NOTES:

1- MUR DE TÊTE PARTIEL ET PARAFOUILLE
- MUR PRÉFABRIQUÉ OU COULÉ EN PLACE EN BÉTON DE 30 MPa
- SACS DE SABLE ET CIMENT
- PALPLANCHES EN ACIER
- GABIONS
- PIERRES CIMENTÉES

2- REVÊTEMENT
- EN PIERRES (MEMBRANE GÉOTEXTILE SI NÉCESSAIRE)
- EN SACS DE SABLE ET CIMENT
- EN GABIONS
- EN PAVÉ DE BÉTON À EFFET AUTOBLOQUANT
- EN BÉTON COULÉ EN PLACE

Figure 8.4.1d Aménagement - Extrémité avec mur vertical partiel
Ponceau de 1000 mm et plus de hauteur



NOTES:

1- MUR DE TÊTE ET PARAFOUILLE
- EN BÉTON COULÉ EN PLACE DE 30 MPa
- EN SACS DE SABLE ET CIMENT
- EN GABIONS
- EN PIERRES CIMENTÉES
- EN PAVÉ DE BÉTON À EFFET AUTOBLOQUANT

Figure 8.4.1e Aménagement - Extrémité avec mur vertical complet
Ponceau de 450 mm et plus de hauteur

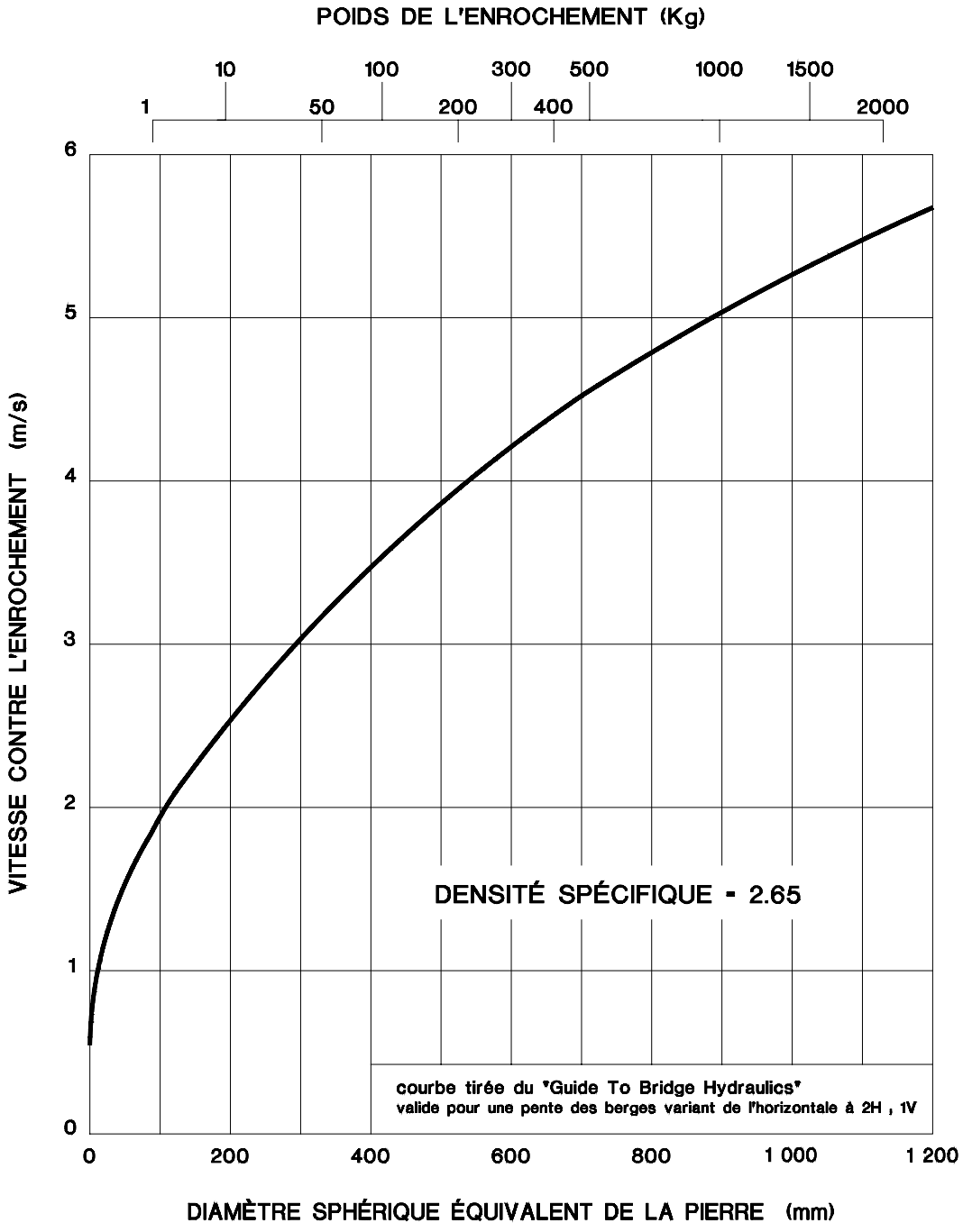


Figure 8.4.1f Dimension de l'enrochement stable en fonction de la vitesse de l'écoulement contre l'enrochement

CHAPITRE 9

DÉFAUTS DES PONCEAUX

TABLE DES MATIÈRES

9.1	**GÉNÉRALITÉS**	9-1
9.2	**DÉFAUTS COURANTS**	9-2
9.2.1	Affouillement	9-2
9.2.2	Érosion	9-3
9.2.3	Infiltration	9-5
9.2.4	Tassement	9-5
9.2.5	Sédimentation	9-7
9.2.6	Accumulation des débris	9-7
9.2.7	Glace	9-8
9.2.8	Défauts des matériaux	9-8
9.3	**DÉFAUTS PROPRES AUX STRUCTURES FLEXIBLES**	9-9
9.3.1	Déformation des ponceaux	9-9
9.3.2	Déformation des extrémités	9-12
9.3.3	Bombement du fond	9-12
9.3.4	Sous-pressions	9-13
RÉFÉRENCES		9-14

9.1 GÉNÉRALITÉS

Les ponceaux sont souvent installés dans un environnement agressif qui les soumet à des efforts importants menaçant leur stabilité. Les fortes vitesses d'écoulement et les hauts remblais génèrent des efforts et des contraintes d'importance qui s'exercent sur la structure. Le but de ce chapitre est de faire ressortir les principaux défauts qui peuvent affecter le ponceau et l'aménagement de ses extrémités. Une bonne connaissance des défauts potentiels facilitera la prise de décisions lors de la conception et de la construction puisque, très souvent, les défauts principaux sont amorcés à ces étapes.

Les défauts énumérés dans les pages suivantes sont répartis en deux groupes. Le premier traite des défauts courants susceptibles d'affecter l'ensemble des ponceaux indépendamment de leur catégorie, de leur forme ou du type de matériau dont ils sont constitués. Le deuxième groupe regroupe les défauts propres aux structures flexibles, particulièrement sensibles au comportement du matériau situé autour du ponceau puisque la résistance structurale de ces ouvrages est directement influencée par le comportement du sol environnant.

Pour une analyse complète et détaillée des défauts des ponceaux, le Manuel d'inspection des structures, réalisé par la Direction des structures, peut être consulté. Ce manuel, en deux tomes, a été conçu pour uniformiser le processus d'inspection pour l'ensemble des structures du réseau routier. Il permet d'identifier et d'évaluer les différents défauts des structures. Le chapitre 13 de chaque tome traite spécifiquement des structures du type ponceau. Une description détaillée des différents défauts et des photos spécialement sélectionnées y apparaissent pour en faciliter l'identification et l'évaluation.

9.2 DÉFAUTS COURANTS

Les ponceaux sont soumis à des contraintes hydrauliques importantes qui peuvent occasionner des défauts à la structure et mettre sa durabilité et sa stabilité en danger. D'autres défauts, d'ordre géotechnique et structural, peuvent également affecter le ponceau. Les défauts peuvent apparaître subitement ou encore évoluer lentement, selon l'importance et la régularité des efforts qui sollicitent l'ouvrage. Pour l'ensemble des ponceaux, la liste suivante donne les défauts les plus courants:

- l'affouillement,
- la sédimentation,
- l'érosion,
- l'accumulation de débris,
- l'infiltration,
- le tassement,
- la glace,
- les défauts de matériaux.

Ces défauts peuvent apparaître et évoluer à divers stades qui influencent différemment le comportement de la structure. Aux défauts ci-haut mentionnés s'ajoutent les défauts propres aux structures flexibles, traités à la section 9.3.

9.2.1 Affouillement

L'affouillement est le creusage, par le courant, du sol de fondation aux extrémités d'un ponceau. L'affouillement crée une dépression ou une fosse plus ou moins étendue qui risque de mettre en danger la stabilité du ponceau. Une fosse à la sortie du ponceau est très représentative des problèmes d'affouillement engendrés par l'augmentation des vitesses d'écoulement. L'affouillement peut également affecter les semelles en béton des ponceaux à contour ouvert tel qu'illustré à la figure 9.2.1.

L'affouillement varie en fonction de la vitesse d'écoulement et du type de matériaux constituant le lit du cours d'eau. Les fosses d'affouillement peuvent se combler entre deux crues en fonction de la capacité de transport de sédiments du cours d'eau et par conséquent, être quelquefois difficiles à détecter.

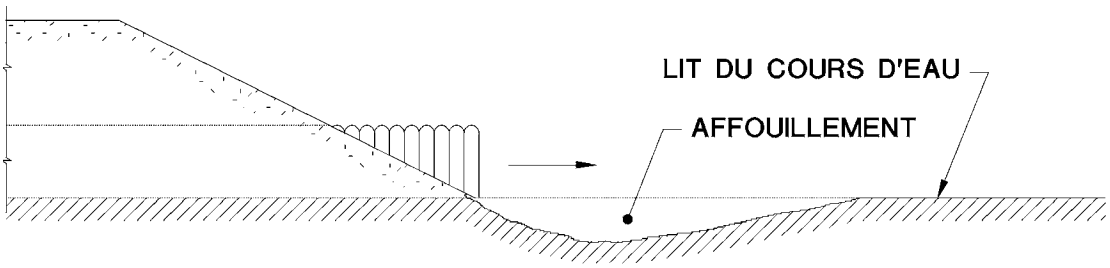
Les vitesses d'écoulement élevées et l'absence de protection du lit et des abords du ponceau sont les causes principales de l'affouillement. L'absence de parafouilles peut, à la limite, entraîner la perte de l'ouvrage.

9.2.2 Érosion

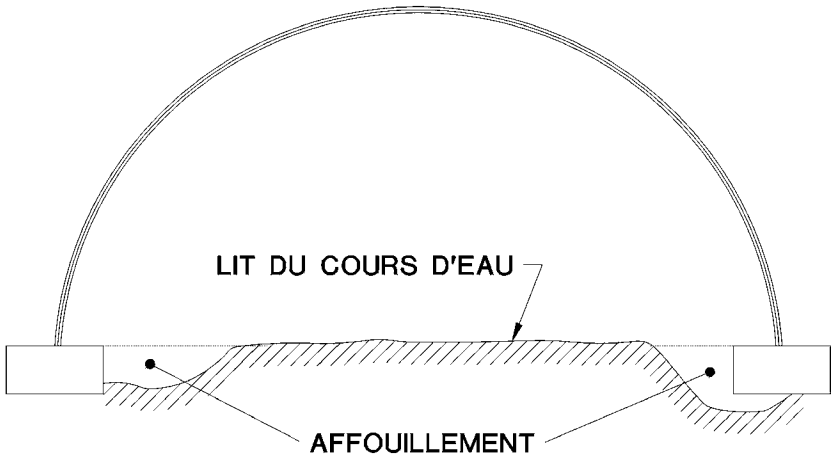
L'érosion affecte les ponceaux en dégradant le lit du cours d'eau et des approches du ponceau soit localement (érosion locale), soit de façon plus étendue (érosion générale). Elle se produit lorsque la pente du cours d'eau est forte et la vitesse d'écoulement élevée. La présence de sable grossier, de gravier, de débris et de glace augmente les risques d'érosion.

L'érosion locale est caractérisée par la perte de matériaux constituant le lit aux abords du ponceau. Elle est active sur une portion très localisée du cours d'eau ou des approches du ponceau. Elle résulte d'une insuffisance de protection des extrémités du ponceau et du lit du cours d'eau.

L'érosion générale consiste en une dégradation globale de l'ensemble du lit ou d'un tronçon entier d'un cours d'eau. Ce phénomène n'est pas attribuable à l'implantation même du ponceau, mais est plutôt causé par la dégradation naturelle du lit du cours d'eau résultant de conditions sévères d'écoulement. Il peut nécessiter des interventions majeures pour protéger le cours d'eau sur de grandes distances.



AFFOUILLEMENT À LA SORTIE D'UN PONCEAU



AFFOUILLEMENT DES SEMELLES EN BÉTON

Figure 9.2.1 Affouillement

9.2.3 Infiltration

Le phénomène d'infiltration correspond à l'écoulement de l'eau à travers le remblai adjacent au ponceau. L'eau peut s'infiltrer dans le ponceau par les joints de raccordement, les perforations ou encore par les extrémités.

L'infiltration d'eau peut amener la perte de matériaux fins constituant le remblai et provoquer l'affaissement de la route et le soulèvement ou l'écrasement des structures flexibles. La figure 9.2.3 illustre le phénomène de l'infiltration pour une route de gravier et une route asphaltée.

L'ouverture des joints de raccordement entre les sections du ponceau et une protection inadéquate aux extrémités se révèlent les principales causes de l'infiltration. L'absence de parafouilles favorise l'infiltration et la perte des matériaux adjacents au ponceau.

9.2.4 Tassement

De façon générale, les effets du tassement affectent principalement le profil en long de la structure et peuvent occasionner des déformations considérables. Ce type de déformation est causé par le déplacement vertical graduel du sol de fondation et du remblai dans lequel est installé le ponceau. Les déformations sont généralement plus accentuées au milieu du ponceau qu'aux extrémités.

Lorsque ce tassement différentiel entre le milieu du ponceau et ses extrémités est trop accentué, de graves problèmes apparaissent dans les parois, notamment au droit des joints de raccordement: déformation, fissuration et déchirure des tôles, poinçonnement par les boulons, fissuration du béton, infiltration, etc..

Le tassement peut affecter aussi le profil de la route. La figure 9.2.4 illustre le tassement autour d’une structure flexible et d’une structure rigide. Pour un remblai peu élevé, la déformation de la structure flexible entraîne un tassement et une déformation de la chaussée dans la zone située immédiatement au-dessus du ponceau. Par contre, dans le cas d'une structure rigide, le tassement est plus important dans les zones situées de part et d'autre du ponceau.

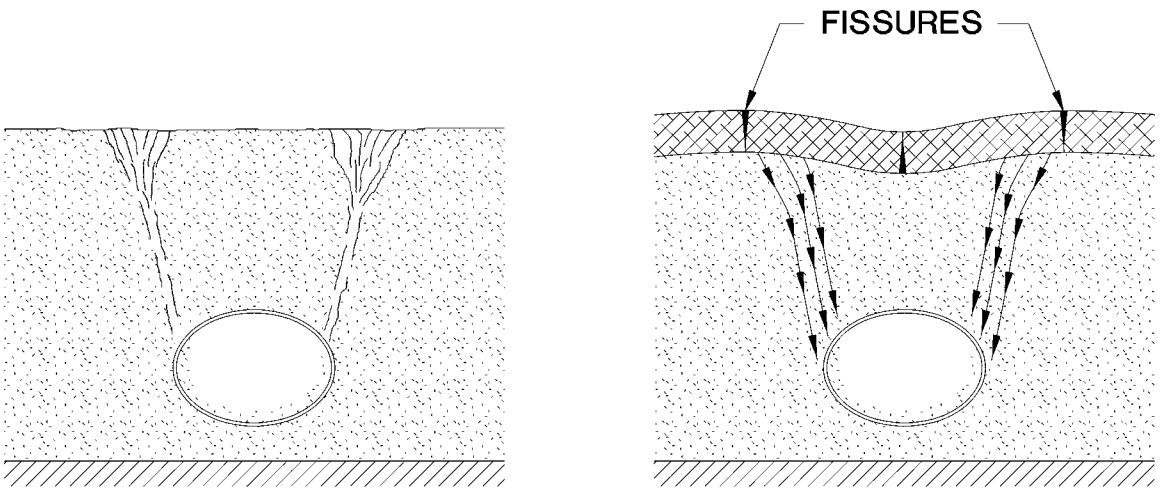


Figure 9.2.3 Infiltration

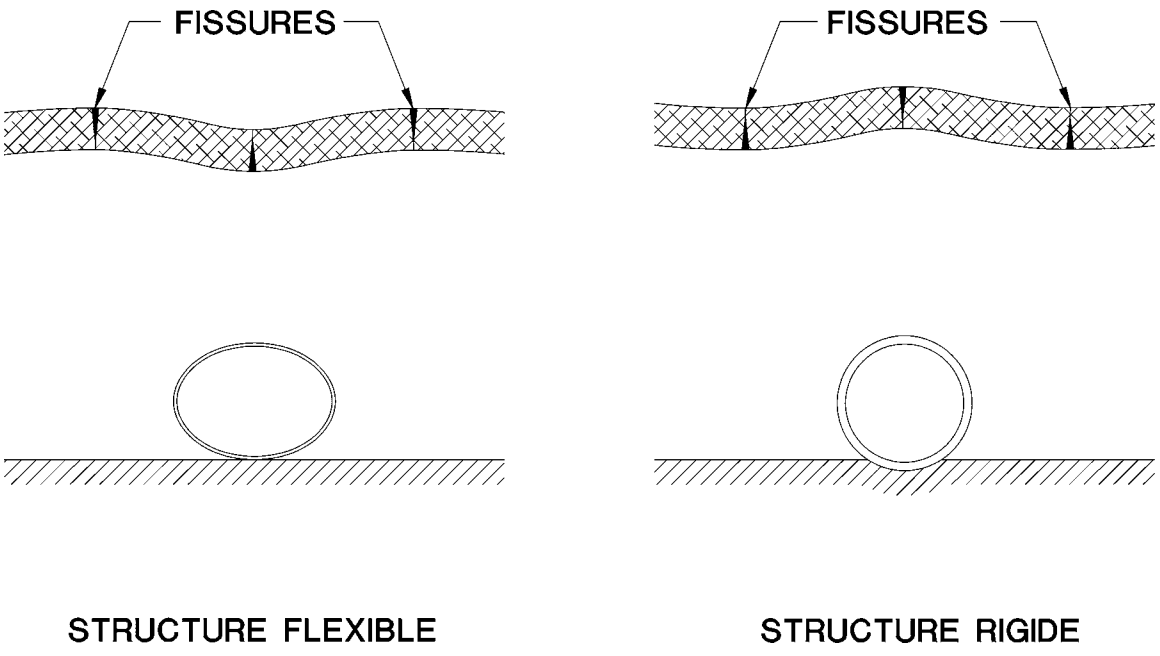


Figure 9.2.4 Tassement

9.2.5 Sédimentation

La sédimentation est caractérisée par l'accumulation de matériaux à l'intérieur et aux abords du ponceau. Elle a pour conséquence de réduire la section d'écoulement et de rehausser le niveau d'eau à l'entrée du ponceau. La sédimentation peut générer des défauts tels que l'érosion, l'infiltration et des problèmes d'inondation.

Ce défaut se présente habituellement dans les cas où la charge sédimentaire du cours d'eau est élevée. Une diminution abrupte de la pente du cours d'eau au droit du ponceau entraîne localement une réduction de la vitesse d'écoulement et le dépôt des matériaux entraînés.

9.2.6 Accumulation des débris

Les cours d'eau qui transportent de grandes quantités de débris de toutes sortes sont exposés à de nombreux problèmes. Les débris peuvent s'accumuler rapidement à l'entrée du ponceau et provoquer une augmentation du niveau d'eau. Le problème peut être réduit par la mise en place de pièges à débris ou de déflecteurs qui captent ou orientent les débris flottants.

Dans certains cas, les castors peuvent obstruer l'entrée des ponceaux ou construire des barrages en aval qui entraînent de fortes accumulations d'eau aux abords des ponceaux et contribuent à en diminuer le rendement hydraulique. De plus, le bris de ces barrages situés immédiatement à l'amont d'un ponceau peut générer des débits beaucoup plus considérables que projetés; le ponceau est ainsi exposé aux défauts d'érosion, d'affouillement et d'infiltration.

Les ponceaux multiples (batterie de ponceaux) sont employés pour donner une capacité hydraulique suffisante dans le cas de rivières larges. Toutefois, ce type d'arrangement favorise l'accumulation de débris et augmente les risques d'embâcles de glace.

Une batterie de ponceaux est réalisable à la condition d'avoir une bonne connaissance de l'importance du transport des débris par le cours d'eau; il faut toutefois s'attendre, dans la plupart des cas, à devoir intervenir régulièrement pour dégager l'entrée des ponceaux. Certains aménagements, telle l'installation de déflecteur et de pièges à débris, permettent de minimiser ces interventions.

9.2.7 Glace

La présence de glace à l'intérieur des ponceaux est courante sous notre climat. Ce phénomène résulte de l'accumulation successive de lentilles de glace obstruant partiellement ou complètement les ponceaux. De très faibles débits en période de larges fluctuations de température sont responsables de la formation de ces lentilles de glace, qui résulte de l'alternance des cycles de gel et de dégel. Dans les cas de cours d'eau coulant sur le roc, le même phénomène se produit en période de très grand froid.

9.2.8 Défauts des matériaux

Les ponceaux peuvent être affectés par les défauts propres aux matériaux utilisés, tels que le béton, la tôle ondulée, le bois et le plastique. Ces défauts peuvent être importants et affecter une partie considérable de l'ouvrage.

La corrosion de l'acier est un défaut courant des ponceaux métalliques. Elle se manifeste notamment lorsque la galvanisation ou les revêtements de protection n'assurent plus efficacement leur rôle.

La corrosion est généralement plus accentuée dans certaines parties de l'ouvrage exposées aux agents chimiques présents dans l'environnement. Elle affecte principalement la partie inférieure des ponceaux dans la zone couverte par les eaux hautes annuelles.

La détérioration du béton des ouvrages d'extrémités, des radiers, des semelles et des surfaces exposées du ponceau sont des défauts qui peuvent affecter le comportement de l'ouvrage.

Le Manuel d'inspection des structures traite en détail des différents défauts de matériaux.

9.3 DÉFAUTS PROPRES AUX STRUCTURES FLEXIBLES

La plupart des défauts propres aux structures flexibles sont reliés à une conception ou à une mise en oeuvre déficiente, résultat d'une connaissance insuffisante des règles de conception et de construction. Une bonne conception et une mise en oeuvre adéquate exigent la connaissance du principe de l'effet composite entre le ponceau et le sol qui l'entoure.

D'autres défauts reliés à la dégradation des matériaux, à l'action de l'eau, à des mouvements de sol aux abords du ponceau ou encore à des interventions humaines peuvent être rencontrés.

L'origine des défauts est souvent reliée à un ensemble de causes qui agissent simultanément et non à l'effet d'une seule.

9.3.1 Déformation des ponceaux

La déformation des ponceaux est souvent reliée à une mise en œuvre déficiente et à l'utilisation de matériaux inadéquats. Il est donc fréquent que les déformations surviennent durant la construction. La gravité de ces déformations dépend de leur amplitude, de leur caractère évolutif et des autres défauts qui en résultent tels que le pivotement des tôles, le glissement, la fissuration des tôles au niveau des trous des boulons, la déformation de la chaussée, les fissures du radier, etc. La figure 9.3.1 illustre les déformations les plus courantes; elles sont explicitées en détail ci-après.

Les déformations en ogive et en forme de poire de la voûte

La déformation en ogive se caractérise par une diminution du rayon de courbure au sommet du ponceau. La déformation en forme de poire survient lorsque des inversions de courbure se développent symétriquement de chaque coté du ponceau. Cet état est plus accentué et plus grave qu'une déformation en ogive. Ces déformations traduisent généralement une résistance insuffisante de la paroi pour supporter les efforts de poussée induits par la construction des remblais latéraux.

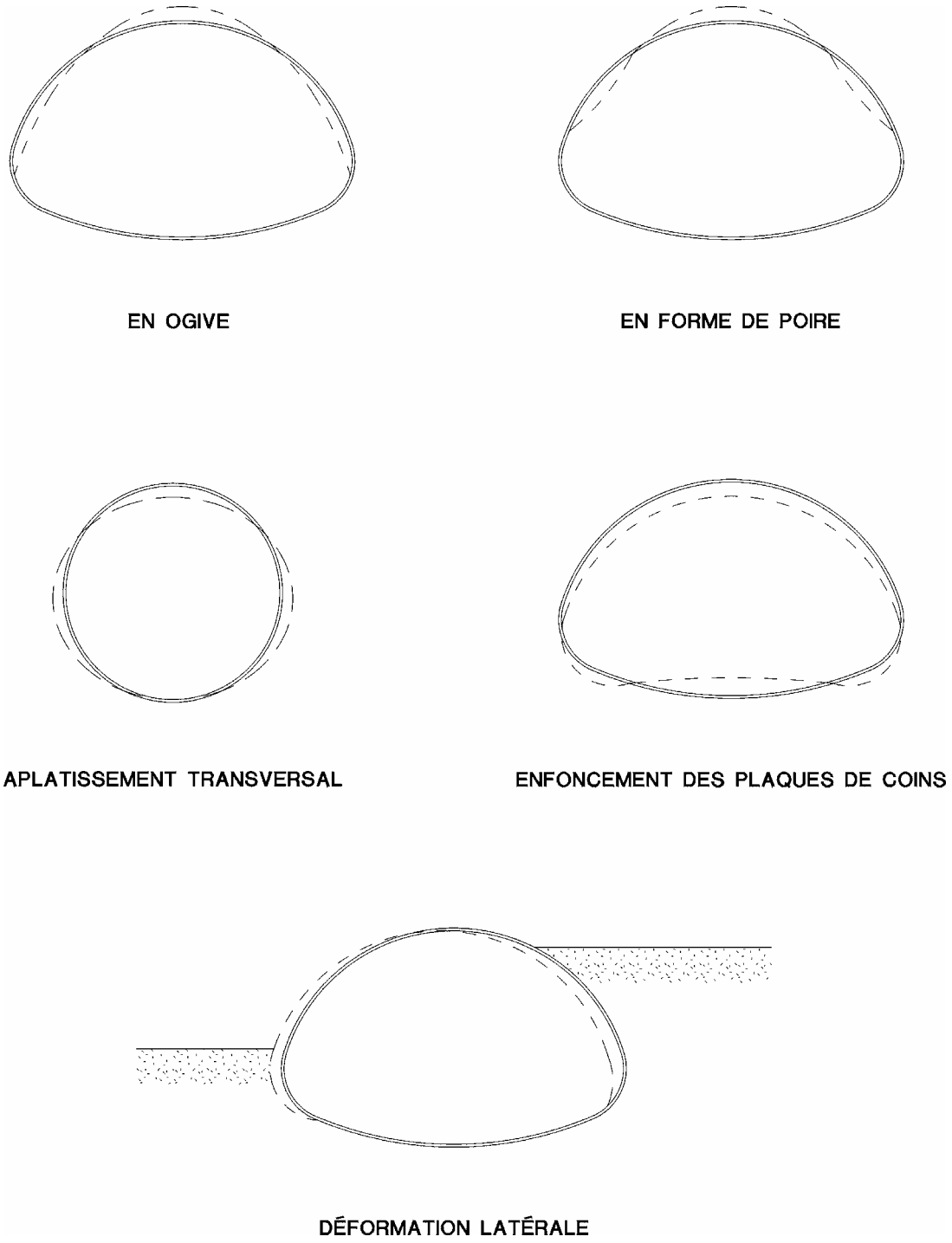


Figure 9.3.1 Déformation des structures flexibles

Aplatissement transversal

Cette déformation est, en principe, directement reliée à une rigidité insuffisante des remblais latéraux due à un compactage inadéquat, à la présence de matériaux non conformes, à la migration de matériaux fins par l'infiltration d'eau le long des parois extérieures, etc. Cette déformation doit être arrêtée sinon elle peut entraîner la perte de l'ouvrage.

Enfoncement des plaques de coins

Ce défaut est dû essentiellement à un manque de capacité portante du sol au niveau des plaques de coins des ponceaux arqués. En effet, à cause du faible rayon de courbure de ces plaques, les contraintes dans le sol se concentrent dans cette zone. Ce défaut est fréquent sur ce type de ponceau et est caractérisé par l'inversion de la courbure du radier. La mise en place requiert donc une attention particulière.

Déformation latérale

La déformation latérale de l'ensemble du ponceau est généralement causée par des efforts de poussée s'exerçant de manière dissymétrique de part et d'autre du ponceau. Elle peut être due notamment à une mise en œuvre inégale des remblais ou à un remblai aménagé à forte pente.

Déformation locale

Les parois des ponceaux métalliques peuvent présenter localement diverses déformations telles que l'enfoncement, le poinçonnement, les déchirures, etc. Ce défaut peut être dû à la circulation de véhicules lourds sur un recouvrement insuffisant, l'apport massif de terre contre les parois du ponceau lors du remblayage latéral, la présence de roches ou de tout autre matériau dur contre la paroi. La déformation locale peut être provoquée également par la présence de lentilles de glace se développant dans le remblai autour du ponceau durant les périodes de gel.

9.3.2 Déformation des extrémités

Ce genre de déformation a pour origine deux causes principales: la poussée des remblais latéraux et les sous-pressions.

La poussée des remblais latéraux peut occasionner le soulèvement des extrémités lorsque le ponceau est déjà déformé en forme d'ogive ou en forme de poire ou encore lorsque les extrémités ont été biseautées. Cette déformation est généralement provoquée par une insuffisance de rigidité des extrémités pour supporter la poussée du remblai.

Par ailleurs, le radier des ponceaux aux extrémités, lorsqu'il est insuffisamment ancré au parafouille ou lesté, peut être affecté par des soulèvements dus aux sous-pressions. Ce phénomène peut rapidement s'aggraver sous l'action des forces du courant et des chocs de corps flottants. Il peut entraîner rapidement, au cours d'une crue, l'obstruction totale de l'ouvrage.

9.3.3 Bombement du fond

Ce défaut survient principalement lorsque le ponceau possède un fond plat tel le ponceau arqué. Il est le résultat d'un accroissement du niveau d'eau dans le remblai qui occasionne une importante poussée hydrostatique ascendante contre le radier du ponceau. Le bombement du fond peut se combiner à un tassement aux coins inférieurs du ponceau soumis à des pressions trop élevées.

Le bombement du fond peut survenir sans que ne se manifeste de problème aux extrémités, les charges sur le ponceau occasionnées par le remblai étant beaucoup plus importantes au centre de celui-ci.

Ce défaut peut résulter d'une mauvaise installation du ponceau, d'un compactage inadéquat des parties inférieures ou de la présence d'un niveau d'eau trop élevé dans le sol par rapport à celui dans le ponceau. Ce dernier cas se rencontre principalement lorsque les marées affectent l'ouvrage.

9.3.4 Sous-pressions

Les sous-pressions engendrent des efforts ascendants générés lorsqu'un corps est placé dans un milieu liquide. Ainsi, lorsqu'un ponceau est placé dans un milieu saturé d'eau, la présence de sous-pressions peut entraîner des problèmes importants et conduire à la perte de l'ouvrage, spécialement lorsque le niveau de la nappe phréatique est élevé dans le sol ou lorsque les marées influencent le site du ponceau.

Les forces en cause dans les cas de sous-pressions sont le poids de la conduite, le poids du volume d'eau déplacé, le poids de l'eau à l'intérieur du ponceau et le poids du remblai. L'analyse des forces qui affectent la structure démontre que les ponceaux en acier, plus légers, sont les plus vulnérables aux effets des sous-pressions.

Les problèmes surviennent particulièrement aux extrémités du ponceau lorsque le remblai est insuffisant pour annuler les sous-pressions ou encore lorsqu'il n'y a pas de murs de tête ou de parafouille servant de protection et d'ancrage au ponceau. Ce phénomène est décrit en détail au chapitre 8.

RÉFÉRENCES

1. Direction des routes, Services d'études techniques des Routes et Autoroutes. Buses métalliques - instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art (fascicule 50). 1979

2. Gagnon Gaétan. Manuel des ponceaux. Ministère des Transports du Québec, Service de l'hydraulique. 1973.

3. U.S. Department of Transportation. Culvert Inspection Manual. 1986.

4. Direction des structures, Manuel d'inspection des structures: Tome 1 - Instructions techniques. Ministère des Transports du Québec. 1991.

5. Direction des structures, Manuel d'inspection des structures: Tome 2 - Évaluation des dommages. Ministère des Transports du Québec. 1991.

CHAPITRE 10

ENTRETIEN ET RÉFECTION

TABLE DES MATIÈRES

10.1 GÉNÉRALITÉS 10-1

10.2 INSPECTION 10-2
10.2.1 Méthodes d'auscultation 10-2
10.2.2 Évaluation 10-3

10.3 CONTRAINTES 10-5
10.3.1 Contraintes structurales 10-5
10.3.2 Contraintes hydrauliques 10-5
10.3.3 Contraintes géotechniques 10-7
10.3.4 Contraintes environnementales 10-7
10.3.5 Contraintes de réalisation 10-8

10.4 RÉHABILITATION SANS TRANCHÉE 10-9
10.4.1 Insertion 10-9
10.4.2 Chemisage 10-15
10.4.3 Béton projeté 10-19
10.4.4 Forage 10-23

RÉFÉRENCES 10-25

10.1 GÉNÉRALITÉS

Les structures de type ponceau sont les ouvrages les plus répandus sur l'ensemble du réseau routier québécois. Quoique peu visibles, ces structures doivent être inspectées et entretenues au même titre que les ponts dans le but d'assurer leur pérennité ainsi que la sécurité des usagers. Négliger d'assurer l'entretien minimal régulier de ces structures peut entraîner, dans certains cas, des coûts de réfection extrêmement importants. À ce titre, le manuel d'inspection des structures et le manuel d'entretien des structures, élaborés par la Direction des structures, constituent les références de base. Il faut donc se doter d'un système de suivi et d'interventions efficace plutôt que de réagir seulement lorsque les problèmes deviennent apparents et plus difficiles à résoudre.

L'inspection d'un ouvrage constitue la première mesure à prendre pour déterminer son état réel. Les ponceaux de grandes dimensions, c'est-à-dire supérieurs à 1000 mm, peuvent être inspectés visuellement puisqu'il est possible de pénétrer à l'intérieur. Pour les ponceaux plus petits, plusieurs méthodes d'auscultation à distance permettent d'obtenir l'information désirée. Cette étape permettra de procéder à l'évaluation d'un ouvrage et de déterminer les types d'intervention possibles pour le réhabiliter.

L'entretien et la réparation d'un ponceau peuvent s'effectuer de plusieurs façons. La méthode d'intervention classique consiste à excaver et à remplacer la structure existante. C'est la méthode la plus utilisée surtout dans les cas de ponceaux normalisés installés sous un remblai de faible hauteur. Dans les cas de ponceaux très longs, installés sous un remblai important ou situés dans un secteur à forte densité de circulation ou de service publics, cette méthode peut s'avérer très coûteuse et entraîner des inconvénients majeurs pour la circulation et les usagers de la route.

Il faut tenir compte de l'ensemble des contraintes qui affectent la structure pour choisir la méthode d'intervention la plus appropriée. Ces contraintes peuvent être de nature structurale, hydraulique, géotechnique et environnementale. Il faut évaluer également les différentes contraintes de réalisation propres à chaque site d'intervention.

Le présent chapitre met l'accent sur les méthodes de réhabilitation dites sans tranchée, qui font appel à des opérations d'insertion, de chemisage, de projection de béton et de forage.

10.2 INSPECTION

Cette étape est très importante puisque ses résultats servent directement à orienter les décisions et les interventions futures. Elle permet :

- de préciser les défauts et les anomalies;
- de déterminer les causes de ces défauts;
- d'évaluer l'évolution des problèmes et les conséquences qu'elles peuvent avoir sur l'environnement.

La grande diversité des ouvrages de type ponceaux, de par leurs matériaux, leurs formes et leurs dimensions, impose le recours à plusieurs méthodes d'auscultation afin d'obtenir l'information désirée pour toutes les situations rencontrées.

10.2.1 Méthodes d'auscultation

Il existe plusieurs méthodes d'auscultation, répertoriées par le CERIU (Centre d'Expertises et de Recherches en Infrastructures Urbaines), pour évaluer l'intérieur d'un ponceau ainsi que son environnement immédiat. Les dimensions du ponceau sont un facteur important car il est presque impossible de pénétrer à l'intérieur de structures de moins de 1000 mm. Il faut donc disposer d'un ensemble de méthodes pour obtenir l'information désirée, indépendamment des contraintes et des obstacles spécifiques à chaque site. L'une des difficultés de l'auscultation est d'obtenir une information de qualité concernant l'état du sol qui ceinture l'ouvrage. Le sol ne peut être observé visuellement mais sa qualité est une donnée fondamentale à l'évaluation du comportement d'un ponceau, surtout dans le cas d'une structure flexible, dont la capacité structurale, rappelons-le, dépend essentiellement de son interaction avec le sol environnant.

Inspection visuelle

L'inspection visuelle est la méthode d'inspection la plus courante pour ce type de structure. Il faut savoir en effet que plus de 75% des ponceaux du réseau du MTQ ont moins de 25 mètres de longueur. L'inspection visuelle à partir des extrémités est donc généralement possible et permet d'évaluer de façon précise l'état de l'ouvrage pour ce qui est des matériaux et du comportement.

Caméra vidéo

Un système de caméra vidéo , installé sur une perche ou sur un tracteur mobile télécommandé, permet l'accès à l'intérieur du ponceau afin de vérifier l'ensemble de la structure. Des caméras munies de têtes rotatives et pivotantes permettent d'inspecter en détail tous les éléments tels le radier, les murs et la voûte. Les données enregistrées peuvent être conservées et servir de base de comparaison lors des inspections ultérieures.

Gabarit et laser

Le passage d'un gabarit ou l'utilisation d'un système au laser à l'intérieur du ponceau permet d'obtenir des informations précises sur la forme de l'ouvrage. Il sera possible ainsi de localiser les déformations transversales et longitudinales et de les évaluer. Les structures flexibles qui présentent souvent des problèmes de déformation doivent être inspectées minutieusement afin de détecter les déformations importantes qui affectent la capacité structurale de l'ouvrage. Cette donnée est indispensable pour réhabiliter le ponceau au moyen des méthodes d'insertion et de chemisage présentées plus loin.

Sonar, géo-radar, ultrason

Ces méthodes permettent notamment de déceler la présence de vides dans le remblai et de détecter des défauts de matériaux. Il faut toutefois un personnel qualifié et expérimenté pour effectuer ce type d'inspection et surtout pour en interpréter les résultats.

Comme l'auscultation des infrastructures souterraines est une activité relativement nouvelle, il est permis de croire que de nouvelles méthodes verront le jour au cours des prochaines années. Une évolution des méthodes existantes est également à prévoir.

10.2.2 Évaluation

Indépendamment du type de ponceau en cause, plusieurs raisons peuvent justifier sa réparation ou son remplacement. Les raisons les plus courantes sont :

- Capacité structurale insuffisante attribuable à des défauts de matériaux ou à l'augmentation des charges transmises à la structure;

- Capacité hydraulique insuffisante attribuable à l'apparition de défauts ou à l'augmentation des débits au site à l'étude;

- Infiltration très importante pouvant occasionner la perte d'une partie du remblai, affecter le profil routier et même l'intégrité structurale de l'ouvrage si elle est suffisante pour entraîner les matériaux qui ceinturent le ponceau;

- Coût d'entretien trop important.

Le chapitre 13 du tome II du manuel d'inspection des structures contient toute l'information relative à l'évaluation des ponceaux. Les principaux défauts y sont identifiés et un système de cotes permet d'évaluer la gravité des problèmes. Ainsi, le résultat de l'évaluation permet directement de prévoir le type d'intervention requis pour chaque ouvrage et partant, de classer par ordre de priorité les interventions relatives à l'ensemble des ponceaux.

10.3 CONTRAINTES

Plusieurs méthodes d'intervention peuvent être utilisées pour réaliser l'entretien et la réfection des ponceaux. Il est nécessaire de savoir quelles sont les différentes contraintes propres à l'intervention projetée pour sélectionner la méthode la plus appropriée. Les contraintes principales touchent généralement l'aspect structural, l'hydraulique, la géotechnique et l'environnement. D'autres contraintes relatives à la réalisation même des travaux ont aussi leur importance.

10.3.1 Contraintes structurales

Une capacité structurale insuffisante est souvent l'élément déclencheur qui justifie une intervention ayant pour but de réhabiliter un ouvrage. Si la capacité structurale du ponceau en cause est encore bonne, une intervention limitée à sa surface interne peut s'avérer suffisante. Dans le cas contraire, l'intervention doit pouvoir lui redonner une capacité structurale suffisante. La méthode d'intervention utilisée sera donc différente dans les deux cas.

Il faut être prudent lors du rehaussement d'un profil de route au-dessus d'un ponceau existant. Dans un tel cas, un calcul structural est nécessaire pour vérifier le comportement du ponceau en place en fonction des nouvelles conditions de chargement. L'augmentation de la hauteur du remblai peut occasionner une charge supplémentaire qui dépassera la capacité structurale du ponceau ou la capacité portante du sol de fondation. Le chapitre 7 du code canadien sur le calcul des ponts routiers permet de calculer les charges qui sollicitent les ouvrages sous remblai.

Les structures flexibles peuvent se déformer lorsqu'elles ont à supporter des charges qui dépassent leur capacité ou lorsque des problèmes affectent le sol environnant qui fait partie intégrante de la structure. La figure 9.3.1 du chapitre 9 montre plusieurs types de déformations qui affectent ce type de structures.

Les ponceaux en acier de forme arquée sont des structures très vulnérables aux déformations et connaissent souvent des problèmes provoqués par les pressions importantes localisées au niveau des plaques de coins. De plus, il faut procéder avec beaucoup de minutie lors de l'installation de ce type de ponceau car la densification uniforme du sol au niveau des coins inférieurs est difficile à effectuer.

10.3.2 Contraintes hydrauliques

Il faut toujours vérifier que l'ouvrage donne un rendement hydraulique satisfaisant et n'engendre pas de problèmes hydrauliques tels le rehaussement des niveaux à l'entrée ou l'augmentation des vitesses à la sortie, qui pourraient provoquer l'affouillement du lit du cours d'eau et l'érosion des berges ou du remblai de la route.

Les principaux critères à considérer sont la rugosité intérieure du ponceau, les conditions d'écoulement liées au contrôle à l'entrée ou à la sortie, ainsi que les conséquences sur la modification des niveaux d'eau ou des vitesses d'écoulement. Il est important de déterminer les points de contrôle du ponceau. Ainsi, si la capacité hydraulique de l'ouvrage dépend des conditions à l'entrée, alors l'amélioration de la rugosité interne du ponceau ne modifiera pas les niveaux d'eau à l'amont. L'entonnement ou le type d'entrée peut alors être modifié afin d'augmenter la capacité hydraulique de l'ouvrage. Cette situation ne se présente pas pour les réseaux d'égout pluviaux en conduites fermées puisque dans ces cas, le rendement hydraulique de l'ouvrage est toujours contrôlé par la section d'écoulement, la pente et la rugosité interne du tuyau.

Rugosité interne

L'écoulement à l'intérieur du ponceau, après les perturbations provoquées par l'entrée, est déterminé par l'équation de Manning qui met en relation la section d'écoulement, le périmètre mouillé, la pente et la rugosité interne des parois du ponceau. L'équation 4.4.1a du chapitre 4 donne la vitesse d'écoulement en fonction de ces différents paramètres.

Ainsi, une diminution de la rugosité interne entraîne une augmentation des vitesses d'écoulement et par le fait même, une augmentation de la capacité hydraulique du ponceau. Le tableau 5.3.4 du chapitre 5 donne les valeurs du coefficient de rugosité de Manning (n) pour différents matériaux.

La détermination du type de contrôle hydraulique du ponceau permettra d'orienter la réhabilitation aux endroits où elle aura un impact direct sur la capacité hydraulique de l'ouvrage. Ainsi, dans le cas d'un contrôle à l'entrée, l'amélioration des caractéristiques de l'entrée augmentera la capacité hydraulique car elle minimisera l'augmentation des niveaux à cet endroit. Les tableaux 5.3.2a et 5.3.2b du chapitre 5 donnent les différents coefficients de perte de charge à l'entrée en fonction des différents types d'entrées et des différents types de ponceaux.

Bassin de rétention

Dans les cas où il est impossible de compenser la perte du rendement hydraulique du ponceau à cause d'une réhabilitation interne, il est quelquefois possible de prévoir des aménagements en amont de l'ouvrage pour y contrôler les débits. La construction d'un bassin de rétention sur un terrain approprié ou directement à même les emprises de la route permet de diminuer les débits de pointe en période de crue. Il faut s'assurer que ce bassin est sécuritaire et n'affecte pas les propriétés adjacentes ou la structure de la chaussée.

Protection à la sortie

Il faut vérifier que la réhabilitation du ponceau ne provoque pas d'augmentation des vitesses d'écoulement à la sortie de l'ouvrage. Comme le montre l'équation de Manning, si l'intervention diminue la rugosité interne du ponceau, les vitesses d'écoulement à la sortie s'en trouveront augmentées. Il faut vérifier cet aspect et s'assurer que les matériaux du lit et des berges sont de dimensions suffisantes pour résister à ces nouvelles vitesses d'écoulement. Une protection adéquate peut s'avérer nécessaire dans le cas contraire. Un type de protection souvent mis en place et efficace contre les vitesses d'écoulement élevées consiste à placer un revêtement en pierres dans le lit et sur les berges du cours d'eau. Cette protection est surtout nécessaire à la sortie du ponceau puisque la diminution de la section d'écoulement due à la présence de l'ouvrage entraîne une augmentation des vitesses à la sortie. Le tableau 8.4.1 et la figure 8.4.1f du chapitre 8 indiquent les calibres de l'empierrement en fonction des vitesses d'écoulement.

10.3.3 Contraintes géotechniques

La reconnaissance des sols de fondation doit être réalisée avant de remplacer ou de construire un ponceau et des murs en aile. Cette étude sera plus ou moins élaborée selon l'importance de l'ouvrage, la hauteur des remblais et la nature des sols en place.

Il est important de considérer le type de sol en place et la qualité de l'installation de l'ouvrage existant avant de procéder à la réhabilitation d'un ponceau. Dans de nombreux cas, les défauts observés sont le résultat d'une mauvaise installation initiale de l'ouvrage. Principalement pour les structures flexibles, l'interaction entre le sol et la structure doit être satisfaisante. La remise à neuf d'un ponceau installé dans un environnement inadéquat risque de mener, à brève échéance, à l'apparition de nouveaux problèmes. Les tableaux 6.2.1, 6.2.2 et 6.2.3 du chapitre 6 donnent la capacité portante admissible pour différents types de sol de fondation.

10.3.4 Contraintes environnementales

La présence d'un ponceau dans un cours d'eau représente un obstacle qui vient perturber les conditions naturelles d'écoulement à cet endroit. Une évaluation environnementale doit être effectuée pour s'assurer que les travaux ne perturbent pas les espèces présentes de la faune locale. Il faut en outre vérifier que les vitesses d'écoulement demeurent acceptables pour les espèces de poissons fréquentant le cours d'eau.

Pour obtenir ce résultat, l'aménagement de seuils, de bassins et de passes à poissons peut être nécessaire comme mesure de mitigation de façon à compenser pour la perte résultant de la présence du ponceau dans le cours d'eau.

10.3.5 Contraintes de réalisation

Les contraintes de réalisation sont spécifiques à chaque site d'intervention et sont reliées aux difficultés d'exécution des travaux. Les principales contraintes de réalisation à considérer sont les suivantes :

- Importance de la circulation : le débit de circulation varie généralement en fonction de l'importance de la route. Ainsi, les autoroutes et les routes nationales présentent le plus d'inconvénients et les coûts reliés à la gestion de la circulation peuvent y devenir très importants.

- Accessibilité : L'accès aux extrémités du ponceau, les limites d'emprises, le nombre de regards et la proximité d'infrastructures peuvent influencer le choix du type de réhabilitation.

- Services publics : La présence de services publics (aqueduc, égout, gaz, ligne téléphonique, etc.) dans le secteur immédiat du ponceau doit être prise en compte afin que ces ouvrages ne soient pas endommagés.

Le détournement du cours d'eau et la construction d'un chemin de détour sont d'autres contraintes de réalisation dont il faut tenir compte. Il faut être très vigilant avant de détourner la circulation vers les routes locales ou municipales voisines pendant la durée des travaux. Le passage des véhicules lourds sur ces routes pourrait endommager la structure de chaussée qui n'a pas été conçue à cette fin. Dans ces cas, l'utilisation des techniques sans tranchée peut s'avérer très utile et permettre de gagner du temps et d'économiser tout en minimisant les effets et les complications reliés à la gestion de la circulation.

10.4 RÉHABILITATION SANS TRANCHÉE

10.4.1 Insertion

La méthode par insertion (tubage) est la plus répandue actuellement pour les interventions sans tranchée sous les routes du MTQ. Elle consiste à insérer un nouveau ponceau à l'intérieur du ponceau existant et ensuite à procéder au remplissage du vide annulaire entre les deux parois. Cette méthode permet la rénovation et le renforcement structural du ponceau à réhabiliter. Les tuyaux insérés peuvent être en béton, en acier ou en matière thermoplastique. Le choix du type de tuyau est directement fonction de la section d'écoulement disponible. Il faut s'assurer dans tous les cas que l'ouvrage possédera les capacités structurales et hydrauliques requises pour le site à l'étude. Cette technique peut être utilisée sur la totalité de la longueur du tuyau ou pour réaliser des interventions ponctuelles.

Cette méthode réduit, parfois de façon importante, la section d'écoulement à l'intérieur du ponceau. La capacité hydraulique du nouveau ponceau doit être évaluée afin de s'assurer qu'elle est adéquate. Tel que mentionné précédemment, la diminution de la rugosité interne ne compense pas nécessairement la diminution de la section d'écoulement. Une analyse hydraulique globale doit être effectuée de façon à déterminer les limites de l'ouvrage.

L'insertion peut s'effectuer par tirage ou par poussée selon les contraintes locales rencontrées sur le site. Par exemple, un tuyau circulaire en béton poussé à l'intérieur du ponceau à réhabiliter peut nécessiter l'utilisation d'une machinerie imposante si la longueur est importante. Les forces de friction augmentent rapidement en fonction de la longueur à pousser, à l'instar des risque de bris. Les sections du tuyau peuvent aussi être tirées une à la fois à l'aide d'un treuil.

L'utilisation de tuyaux en matière thermoplastique permet généralement un nombre de joints internes moindre qu'avec le tuyau en béton. Dans tous les cas, il faut s'assurer de disposer d'un espace suffisant aux extrémités du ponceau, dans l'emprise de la route, pour pouvoir procéder à l'insertion.

Cas pratique : Insertion d'un tuyau PEHD

Les photos 10.4.1a et 10.4.1b montrent un tuyau de tôle ondulée galvanisée, réhabilité sous l'autoroute 640 dans la municipalité de Lorraine. Il y avait de graves problèmes de corrosion et de perte de matériaux autour de l'ouvrage en place. L'insertion a été réalisée en une seule journée et l'injection du vide annulaire le jour suivant. Les travaux n'ont provoqué aucune perturbation de la circulation, pourtant très dense, sur l'autoroute 640.



Photo 10.4.1a Tuyau circulaire en acier (Lorraine; A-640)



Photo 10.4.1b Insertion - PEHD (Lorraine; A-640)

Voici les caractéristiques des travaux réalisés.

- Type de structure : TTOG de 1350 mm
- Longueur : 130 mètres
- Hauteur du remblai : 5 mètres
- Coûts : 150,000 $

Cas pratique : Insertion d'un tuyau multiplaques

La réhabilitation d'un tuyau de tôle ondulée galvanisée a été nécessaire parce que des problèmes d'infiltration ont provoqué la perte du matériau de remblai autour de l'ouvrage et occasionné l'effondrement d'une partie de la chaussée. Le tuyau se trouvait sous l'autoroute 50, dans la municipalité de Masson. La photo 10.4.1c montre un problème de perte de matériau de remblai attribuable à un joint d'assemblage ouvert. Voici les caractéristiques de l'ouvrage :

- Type de structure : TTOG de 1800 mm
- Longueur : 150 mètres
- Hauteur du remblai : 15 mètres
- Coûts : 200,000 $

La photo 10.4.1d montre le résultat de l'intervention. L'insertion a été réalisée par le montage par l'intérieur d'un tuyau multiplaques en acier de 1500 mm de diamètre. Une étude hydraulique du cours d'eau a été nécessaire pour confirmer l'efficacité de la nouvelle section d'écoulement.

Les travaux d'assemblage du tuyau multiplaques à l'intérieur du ponceau existant, dans un espace confiné, ont duré deux semaines. Ici également, toute perturbation à la circulation a pu être évitée. Le remplissage du vide annulaire a été réalisé par des trous d'injections prévus dans les plaques sur la circonférence du tuyau.



Photo 10.4.1c Tuyau circulaire en acier (Masson; A-50)



Photo 10.4.1d Insertion d'un tuyau multiplaques (Masson; A-50)

Autres types d'insertion

Il existe d'autre types d'insertion qui sont utilisés plus spécifiquement dans le domaine municipal, mais qui peuvent être adaptés pour la réhabilitation des ponceaux. Il s'agit de l'insertion de tuyaux déformés, de tuyaux comprimés et de tuyau à joint en spirale.

La première méthode consiste à introduite un tuyau déformé en matière thermoplastique à l'intérieur du tuyau à réhabiliter. Ce tuyau reprend sa forme par pression d'air et chauffage et vient s'appuyer sur les parois de l'ancienne structure. La figure 10.4.1a en illustre le principe.

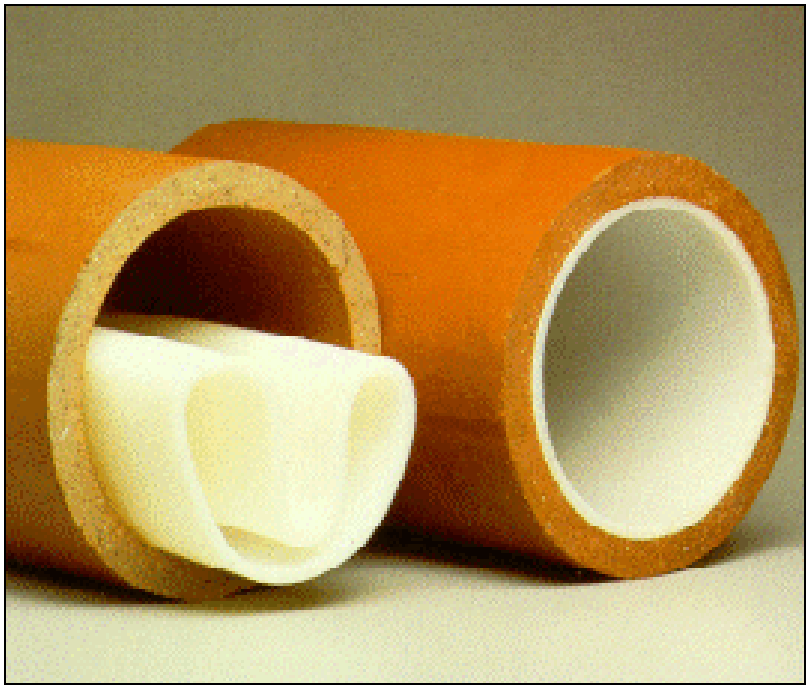


Figure 10.4.1a Insertion - Tuyau déformé

Une autre méthode consiste à tirer parti des propriétés élastiques du PEHD. Le diamètre du tuyau est réduit de 7 à 15 % par forçage à travers un appareil de traction. Il est ensuite inséré dans le tuyau à rénover. Lorsque l'effort de traction est relâché, le tuyau tend à reprendre son diamètre initial et vient alors se plaquer sur la paroi de l'ancien tuyau. Le tubage est ainsi exécuté, sans vide annulaire, avec une perte minimale de section d'écoulement.

Ces deux dernières techniques sont actuellement possibles pour des structures d'un diamètre allant jusqu'à 1100 mm.

La technique d'insertion à joint en spirale permet de mettre en place le nouveau tuyau à partir d'une bande étroite de matériau thermoplastique qui s'assemble de façon hélicoïdale. Cette méthode permet de réhabiliter des ponceaux jusqu'à 2400 mm de diamètre. La figure 10.4.1b en illustre le principe.

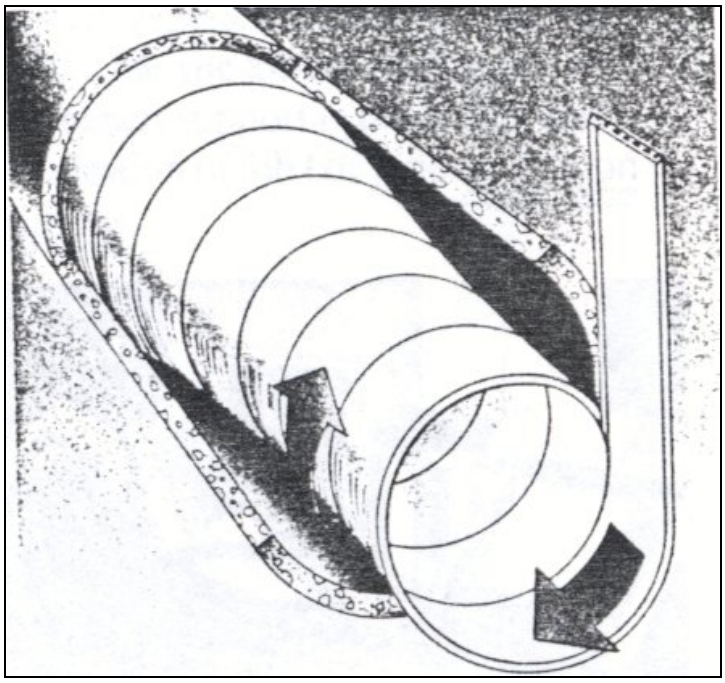


Figure 10.4.1b Insertion - Joint en spirale

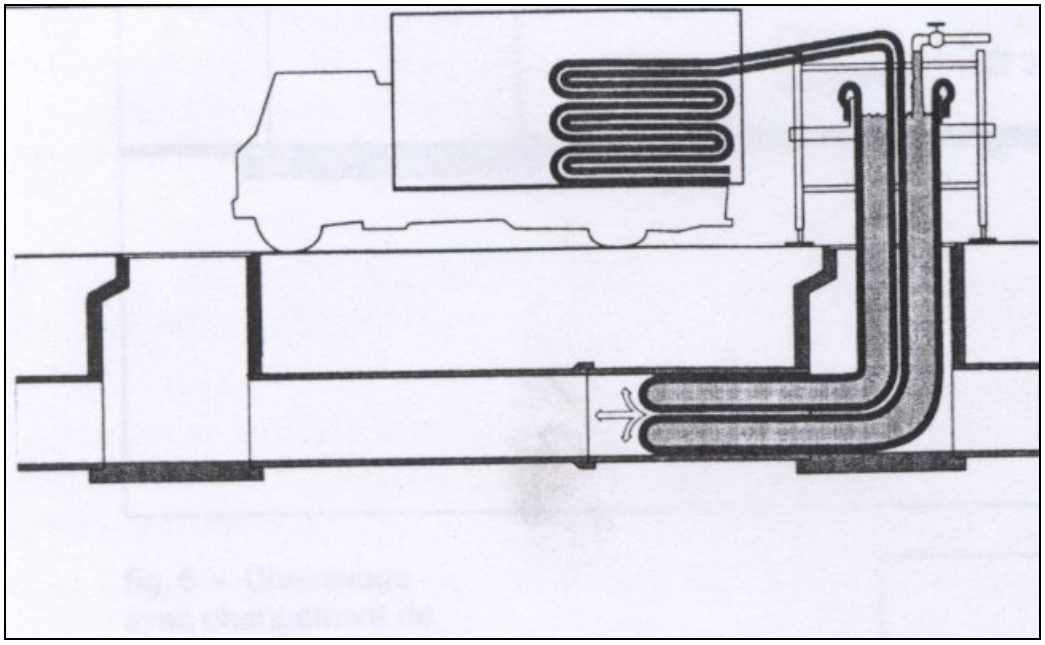
10.4.2 Chemisage

Cette méthode consiste à appliquer une membrane composée d'une résine thermodurcissable (polymérisation) sur la paroi interne du ponceau et à procéder à la cure en place. La membrane est installée par l'application d'une pression hydraulique ou d'une pression d'air. La cure est réalisée par le chauffage de l'eau ou de l'air selon le cas. Cette intervention peut être ponctuelle ou s'étendre à toute la longueur du ponceau.

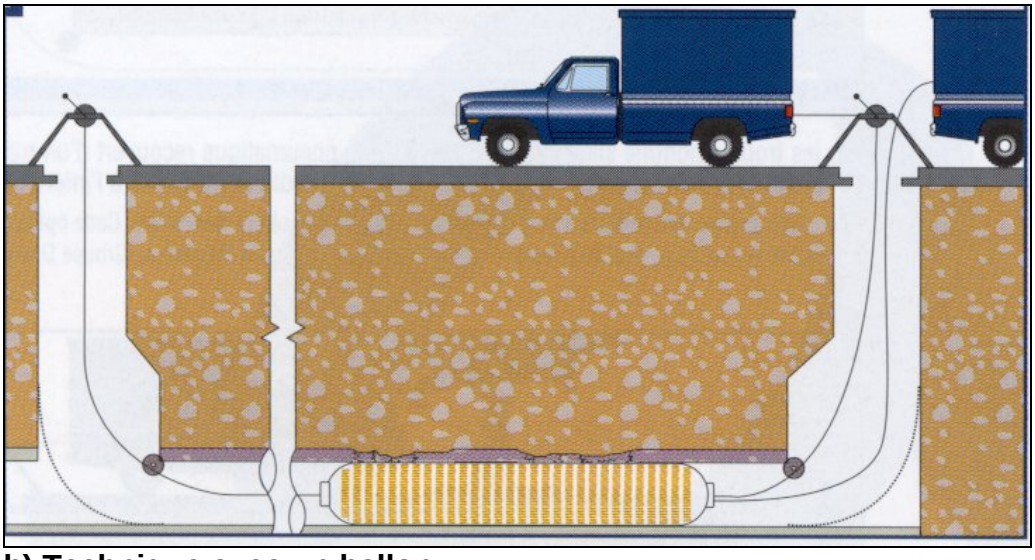
Cette méthode minimise la perte de la section d'écoulement et augmente généralement le rendement hydraulique en diminuant la rugosité interne du ponceau. Elle permet également des réhabilitations structurales. L'épaisseur et le type de membrane, associés au type de résine, permettent d'obtenir la capacité structurale souhaitée. Les résines généralement utilisées sont des polyéthylènes ou des résines à base d'époxy. Cette dernière catégorie permet une meilleure adhésion à la paroi du tuyau à réhabiliter.

Deux techniques permettent d'insérer la membrane à l'intérieur du tuyau à réhabiliter. La première consiste à inverser la membrane à partir d'un puits d'accès qui, pour les ponceaux, est une des extrémités. L'inversion s'effectue par l'application d'une charge hydraulique ou par pression d'air. Cette technique implique une réhabilitation à partir du puits d'accès sur toute la longueur à réhabiliter. La figure 10.4.2a montre les détails de cette technique. La membrane est inversée à partir du puits d'accès au moyen d'une charge hydraulique.

La deuxième technique consiste à insérer dans la conduite un ballon entouré d'une membrane et à le gonfler par pression d'air pour appliquer la membrane contre la conduite à réhabiliter. Cette technique a l'avantage de permettre des interventions ponctuelles. Il suffit de localiser l'endroit et la longueur à réhabiliter et de préparer la membrane et le ballon en conséquence. La figure 10.4.2b montre les détails de cette technique pour une réparation ponctuelle.



a) Technique par inversion



b) Technique avec un ballon

Figure 10.4.2 Technique de réhabilitation par chemisage

Cas pratique : Chemisage d'un tuyau en béton

Un tuyau de 900 mm de diamètre, situé sous la route 365 dans la municipalité de Pont-Rouge, a été réhabilité au moyen de la technique du chemisage. Le problème de la structure en place était la perte de matériaux du remblai par les joints du ponceau. La photo 10.4.2a montre l'intérieur du tuyau après l'intervention. La membrane épouse parfaitement la section du tuyau. Cette réhabilitation n'est pas structurale. Elle n'a pour but que d'empêcher la perte de matériaux par les différents joints. La photo 10.4.2b montre une vue de l'entrée du tuyau réhabilité.



Photo 10.4.2a Chemisage interne (Pont-Rouge; TBA-900mm)



Photo 10.4.2b Chemisage - extrémité (Pont-Rouge; TBA-900mm)

10.4.3 Béton projeté

Cette méthode est utilisée pour la réfection partielle ou totale de l'intérieur du ponceau. Généralement, c'est la partie inférieure des ponceaux en acier qui est très détériorée par rapport au mur et à la voûte. Le radier est constamment soumis aux vitesses d'écoulement (abrasion) et aux cycles de mouillage et de séchage dans la zone de fluctuation des niveaux d'eau (corrosion).

La méthode consiste à reconstruire le radier et les zones affectées par l'application de béton projeté. La préparation consiste à créer un lien structural entre les parties saines du ponceau situées de part et d'autre de la zone à réparer. Ce lien est réalisé au moyen d'un treillis métallique qui relie des plaques d'ancrages fixées aux parties saines du ponceau. La figure 10.4.3a illustre les détails d'une réhabilitation du radier d'un ponceau en acier au moyen de cette méthode. Le béton peut être placé par pompage seulement si la zone à réparer se limite au fond du ponceau.

Cas pratique : Réfection d'un tuyau en acier

Les photos 10.4.3a et 10.4.3b montrent la réhabilitation pour un tuyau circulaire en acier situé sous l'autoroute 40 dans la municipalité de Pointe-du-Lac. Voici les caractéristiques de l'ouvrage :

- Type de structure : TTOG de 3000 mm
- Longueur : 135 mètres
- Hauteur du remblai : 15 mètres
- Coûts : 190,000 $

Les photos 10.4.3c et 10.4.3d montrent une réhabilitation complète d'un ponceau en acier situé sous l'autoroute 20 dans la municipalité de St-Vallier. Pour ces deux derniers cas, aucune perturbation à la circulation n'a été nécessaire grâce à l'utilisation d'une technique sans tranchée.

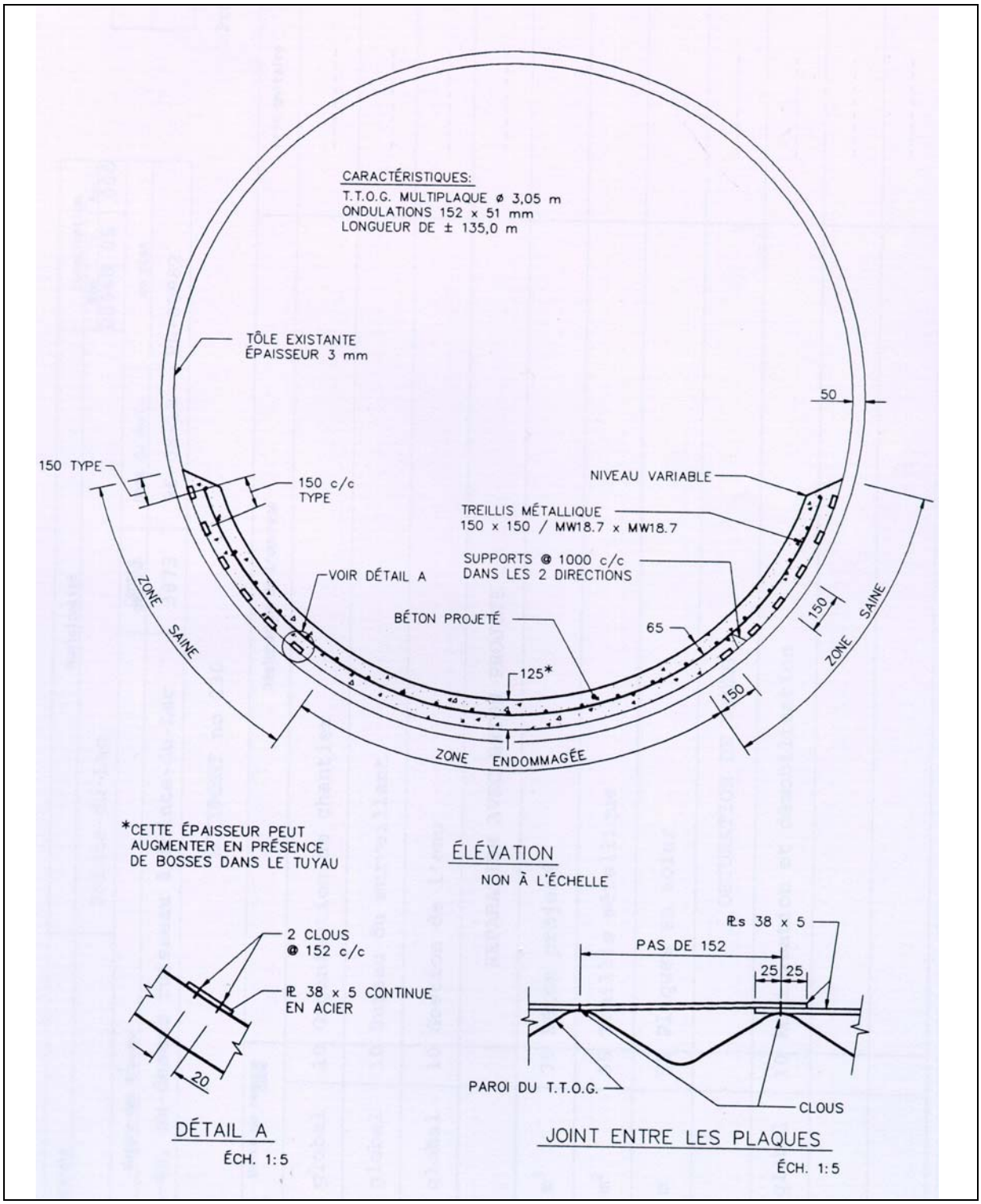


Figure 10.4.3a Béton projeté détail



Photo 10.4.3a Tuyau circulaire en acier (Pointe-du-Lac; A-40)



Photo 10.4.3b Réhabilitation – Béton projeté (Pointe-du-Lac; A-40)



Photo 10.4.3c Tuyau circulaire en acier (Saint-Vallier; A-20)



Photo 10.4.3d Réhabilitation – Béton projeté (Saint-Vallier; A-20)

10.4.4 Forage

Des techniques de forage permettent d'installer une nouvelle conduite ou de remplacer totalement une conduite existante sans excavation. Ces techniques sont principalement utilisées dans le domaine municipal, mais elles peuvent être adaptées aux ponceaux. Plusieurs méthodes sont disponibles et répertoriées dans le classeur du CERIU.

Compression/déplacement des sols

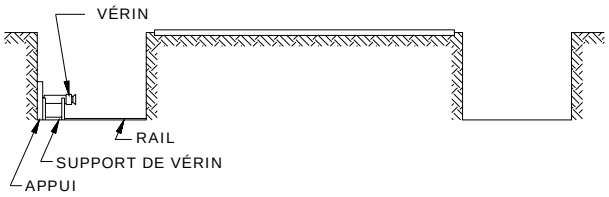
Des méthodes permettent d'introduire un tuyau, sans excavation, directement à travers un remblai. Le forage peut s'effectuer à l'aide d'une tête conique qui pénètre dans le remblai par poinçonnement ou par impact. Ces méthodes provoquent une compression ou un déplacement latéral des sols en place. Il faut donc s'assurer que d'autres infrastructures souterraines pouvant être situées à proximité ne subissent pas de dommages provoqués par la densification du sol adjacent.

Cisaillement

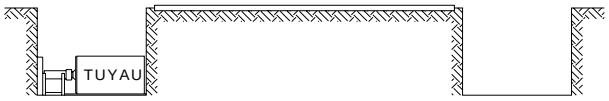
Ces méthodes permettent également de forer directement à travers un remblai par rotation de la tête de forage. Le forage peut s'effectuer à l'aide de vis sans fin, de forage dirigé, de micro tunnel ou de forage par jet (eau ou air). Il faut utiliser ces méthodes avec discernement, puisque plusieurs d'entre elles ne permettent pas une précision suffisante pour assurer un écoulement par gravité. Elles sont souvent utilisées pour des services publics et des conduites sous pression.

Le type de sol composant le remblai doit être déterminé avec précision. Le procédé de forage utilisé dépend toujours du matériel à traverser et une connaissance inadéquate du sol peut entraîner des coûts supplémentaires de réalisation. La figure 10.4.4a montre le principe de l'installation d'un nouveau ponceau par une technique de forage.

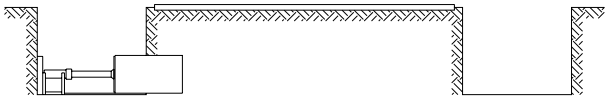
Un puits d'accès est excavé à chaque extrémité
Un mur d'acier ou de bois, appuyé sur la paroi de l'excavation, est installé afin de servir d'appui aux vérins.
Des rails sont installés pour servir de guide aux sections de tuyau.
Les vérins sont fixés sur des supports.



Une section de tuyau est descendue dans le puits d'accès.



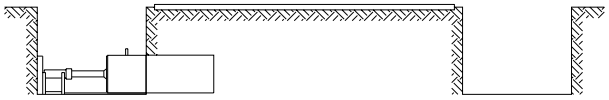
Les vérins sont actionnés poussant la section de tuyau dans le remblai.



Une pièce d'espacement est placée entre les vérins et la section du tuyau.



Les vérins sont actionnés et le tuyau est à nouveau poussé vers l'avant.



L'étape précédente doit être répétée jusqu'à ce que l'espace soit suffisant pour ajouter une autre section de tuyau.
Il est utile d'utiliser des vérins dont la course est la plus longue possible ce qui permet de réduire le nombre de pièces d'espacement nécessaire.
L'idéal est de disposer d'un vérin dont la course est plus grande que la section du tuyau éliminant ainsi le besoin de pièces d'espacement.



La section suivante est descendue dans le puits d'accès et les étapes précédentes sont répétées jusqu'à la fin des opérations.

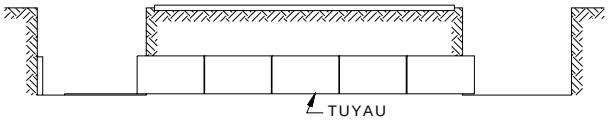


Figure 10.4.4a Séquence – Poussée en tunnel

RÉFÉRENCES

1. AISI; Steel Drainage Highway Construction Products ; American Iron and Steel Institute ; Washington ; 4e édition 1994

2. CSA; Code canadien sur le calcul des ponts routiers ; Norme nationale du Canada ; CAN/CSA-S6-00 ; Décembre 2000.

3. CERIU; Infrastructures souterraines; Les classeurs du Centre d'expertise et de recherche en infrastructures urbaines; Montréal; juillet 1997.

4. LCPC ; Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art – Buses métalliques ; Fascicule 50 ; Laboratoire Central des Ponts et Chaussées ; Paris 1985

5. MTQ; Manuel d'inspection des structures ; Instructions techniques; Ministère des Transports du Québec ; Direction des structures ; Québec, 5 mars 2001

6. MTQ; Manuel d'inspection des structures ; Évaluation des dommages; Ministère des Transports du Québec ; Direction des structures ; Québec, 5 mars 2001

7. Transportation Research Board; Culvert Distress and Failure Case Histories and Trenchless Technologie; juillet 1994.

8. Zhao J. & Daigle L; Guide d'évaluation des conditions et de réhabilitation des égouts collecteurs; Colloque du CERIU : Les réseaux d'eau et d'égout : problèmes et solutions; Boucherville; 24 avril 2001.